



HAL
open science

Analyse des mécanismes d’effondrement des couches de sol cohésives renforcées par géosynthétique sur cavité

Maria Delli Carpini

► **To cite this version:**

Maria Delli Carpini. Analyse des mécanismes d’effondrement des couches de sol cohésives renforcées par géosynthétique sur cavité. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes [2020-..], 2021. Français. NNT : 2021GRALI002 . tel-03191338

HAL Id: tel-03191338

<https://theses.hal.science/tel-03191338>

Submitted on 7 Apr 2021

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.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

Spécialité : **Ingénierie- Matériaux, Mécanique, Environnement, Énergétique, Procédés, Production**

Arrêté ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

Maria DELLI CARPINI

Thèse dirigée par **Pascal VILLARD, Professeur, UGA,**
et codirigée par **Fabrice EMERIAULT, Professeur, Grenoble INP**

préparée au sein du **Laboratoire Sols, Solides, Structures et Risques**
dans l'**École Doctorale IMEP² - Ingénierie- Matériaux, Mécanique, Environnement, Énergétique, Procédés, Production**

Analyse des mécanismes d'effondrement des couches de sol cohésives renforcées par géosynthétique sur cavité

Thèse soutenue publiquement le « **29 Janvier 2021** »,
devant le jury composé de :

Monsieur, Pascal, VILLARD

Professeur, Université Grenoble Alpes, (directeur de thèse)

Monsieur, Fabrice, EMERIAULT

Professeur, Institut Polytechnique de Grenoble, (co - directeur de thèse)

Monsieur, Olivier, DECK

Professeur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Nancy (Rapporteur)

Monsieur, Eric, VINCENS

Professeur, Ecole Centrale Lyon (Rapporteur)

Madame, Irini, DJERAN - MAIGRE

Professeure, Insa de Lyon (Président)

Monsieur, Giuseppe, MODONI

Professeur associé, Université de Cassino (Examineur)

Madame, Mathilde, RIOT

Ingénieur R&D, Afitexinov (Examineur)



Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier les membres du jury pour leur intérêt envers ce sujet de thèse, et plus particulièrement les rapporteurs d'avoir lu le manuscrit et de m'avoir donné l'inspiration nécessaire pour améliorer et enrichir le travail.

Un grand merci à Pascal Villard et Fabrice Emeriault. La patience dont ils ont fait preuve à mon égard est à la base du succès d'aujourd'hui. Ils n'ont pas seulement été des guides, mais deux piliers importants d'une structure appelée « doctorat » qui nous avons bâti ensemble pendant ces trois années. Je tiens à les remercier pour leur patience à corriger mes erreurs de français et de m'avoir encouragée à parler leur langue. Je remercie également Audrey Huckert et Mohamed Hassoun, auteurs des travaux réalisés avant ma thèse. Leurs explications et leurs conseils ont constitué un excellent point de départ.

Ce travail de doctorat est le résultat d'une collaboration entre l'entreprise Afitexinov, l'Ineris et le laboratoire 3SR, partenaires du projet REGIC. Je tiens à remercier vivement l'ensemble des membres du projet pour avoir contribué au bon déroulement de ce grand travail et l'Ademe pour son financement.

Merci de même à Cino Viggiani, qui représente le point de départ de cette grande expérience, et à Giuseppe Modoni, qui m'a donné la chance de connaître le fantastique laboratoire 3SR, lieu où les gens transmettent chaleur. A ce propos, je tiens à remercier notre directeur Bob, les secrétaires Carole, Mireille, Aurélie et Shéhérazade, les techniciens Pascal Chareyre et Jean Benoit, mes collègues de bureau Ankit, Jamin et aussi Alfonso, tous les amis Floriana, Chiara, Ritesh, Marta, Alex, Marielle, Celeste etc.,

Une fois de plus, je dois dire haut et fort mes remerciements à maman et à papa. La plus grande ambition de ma vie est de devenir comme vous. Avec mon frère et ma soeur, Giuseppe et Francesca, vous représentez les quatre points fixes de ma vie et le moteur qui m'a poussée à aller jusqu'au bout.

Merci à mes doux grands-parents d'avoir résisté et d'avoir attendu mon retour comme si c'était la chose la plus précieuse au monde, à tous les parents (du "nord" et du "sud"), à mon amour avec sa famille et à mes amis italiens qui croient beaucoup en moi.

Enfin, un grand merci à mon amie Ivana Stabile pour son soutien inconditionnel. C'est à elle que je dédie tout ce travail de thèse.

Résumé

La présence d'une cavité naturelle ou anthropique dans un massif de sol représente une source importante de risque de désordre pour les infrastructures en surface et, dans les cas les plus graves, de perte en vies humaines. Dans le but de limiter ces risques, une solution préventive est privilégiée. Le renforcement des remblais par géosynthétique sur zones d'effondrement potentiel représente, aujourd'hui une solution très utilisée parce qu'elle est considérée plus pertinente techniquement et économiquement. En effet, les traitements traditionnels, comme le comblement des cavités ou leur pontage par dalles en béton armé, sont très coûteux et suppose une connaissance de la localisation de la cavité. Souvent utilisée pour des remblais granulaires, la solution de renforcement par géosynthétique est peu employée pour les remblais cohésifs de faible épaisseur. Plus précisément, les verrous scientifiques qu'il reste à lever sont liés à la méconnaissance des modes de rupture des remblais cohésifs sur cavité et à l'action des blocs effondrés sur la nappe. Pour répondre à ces interrogations, un consortium regroupant des chercheurs (3SR), des opérationnels (INERIS) et un producteur de géosynthétique (AFITEXINOV) s'est constitué dans le cadre du projet REGIC (Renforcement par Géosynthétique Intelligent sur Cavités naturelles ou anthropiques), financé par l'ADEME. L'un des objectifs du projet est de développer et de valider pour ce type d'application l'emploi d'un géosynthétique innovant à double raideurs et instrumenté par des fibres optiques.

Cette thèse vise essentiellement à répondre à un des objectifs du projet : la compréhension des mécanismes d'effondrement du remblai renforcé par une nappe géosynthétique dans le contexte des remblais cohésifs. Il s'agit principalement d'un travail de modélisation numérique, effectué à l'aide du code de calcul SDEC qui couple éléments discrets et éléments finis. Il permet de simuler la phase d'ouverture de la cavité et la phase de chargement jusqu'à la rupture du remblai cohésif généralement de faible épaisseur. Le sol est modélisé par éléments discrets, la nappe par éléments finis. La modélisation en éléments discrets permet de bien reproduire numériquement le comportement du sol sous des grandes déformations, mais surtout de représenter la rupture par blocs de la couche de sol cohésif (géométrie des lignes de rupture, cinématique de rotation des blocs, etc.). La méthode des éléments finis a été retenue car plus apte à simuler la continuité de la nappe géosynthétique, son comportement en membrane et en traction (avec une évolution de la raideur avec le niveau de traction) et son interaction avec le sol. Ces travaux numériques ont été validés par des expérimentations sur modèle à échelle réduite et par des essais in situ, qui inclut notamment l'analyse de l'efficacité du géosynthétique innovant dont le comportement en traction est qualifié de « bimodule inversé ». La modélisation numérique a permis d'accéder à des variables ou à des grandeurs difficiles à mesurer en laboratoire et sur site : distribution des contraintes verticales transmises par le sol sur la nappe géosynthétique, analyse des reports de charge transmises sur les bords de la cavité, etc.

Le modèle numérique développé dans le cadre de ce travail de thèse constitue un élément majeur pour l'analyse des phénomènes et mécanismes expérimentaux. En effet, la validation du modèle numérique a permis d'étendre de manière systématique son utilisation à différentes géométries, différentes formes de chargement en surface et différents matériaux de renforcement. Enfin, ce travail aboutit à quelques propositions pratiques pour le dimensionnement du géosynthétique par une méthode analytique dans le contexte des remblais cohésifs.

Mots clés : modélisation numérique, effondrement, sol cohésif, cavité, renforcement géosynthétique.

Abstract

The presence of a natural or anthropogenic cavity in a soil mass represents a major source of risk of disruption to surface infrastructures and, in the most serious cases, loss of human life. In order to limit these risks, a preventive solution is preferred. Reinforcement of embankments by geosynthetics in areas of potential collapse is nowadays a widely used solution because it is considered to be more technically and economically relevant. Indeed, traditional treatments, such as filling cavities or bridging them with reinforced concrete slabs, are very costly and require knowledge of the location of the cavity. Often used for granular backfill, the geosynthetic reinforcement solution is not so used for thin cohesive backfill. More precisely, the scientific obstacles that remain to be overcome are linked to the lack of knowledge of the failure modes of cohesive fillings in cavities and to the action of collapsed blocks on the water table. To answer these questions, a consortium of researchers (3SR), operational staff (INERIS) and a geosynthetics producer (AFITEXINOV) has been formed as part of the REGIC project (Reinforcement by Intelligent Geosynthetics on Natural or Anthropogenic Cavities), financed by ADEME. One of the objectives of the project is to develop and validate for this type of application the use of an innovative geosynthetic with double stiffnesses and instrumented with optical fibres.

This thesis essentially aims to meet one of the project's objectives: the understanding of the collapse mechanisms of embankment reinforced by a geosynthetic sheet in the context of cohesive embankments. It is mainly a numerical modelling work, carried out using the SDEC calculation code that couples discrete elements and finite elements. It enables the simulation of the cavity opening phase and the loading phase up to the rupture of the cohesive fill, which is generally thin. The soil is modelled by discrete elements, the layer by finite elements. Discrete element modelling enables the behaviour of the soil under large deformations to be well reproduced numerically, but above all it enables the block failure of the cohesive soil layer to be represented (geometry of the failure lines, block rotation kinematics, etc.). The finite element method was chosen because it is better suited to simulate the continuity of the geosynthetic layer, its membrane and tensile behaviour (with an evolution of stiffness with the level of traction) and its interaction with the soil. This numerical work was validated by experiments on a reduced scale physical model and by in situ tests, which included in particular the analysis of the efficiency of the innovative geosynthetic whose tensile behaviour is qualified as "inverted bimodulus". Numerical modelling has provided access to variables or quantities that are difficult to measure in the laboratory and on site: distribution of vertical stresses transmitted by the ground to the geosynthetic sheet, analysis of load transfers transmitted to the edges of the cavity, etc.

The numerical model developed within the framework of this thesis work constitutes a major element for the analysis of experimental phenomena and mechanisms. Indeed, the validation of the numerical model has made it possible to systematically extend its use to different geometries, different forms of surface loading and different reinforcement materials. Finally, this work leads to some practical proposals for the dimensioning of geosynthetics by an analytical method in the context of cohesive backfill.

Key words: numerical modelling, collapse, cohesive soil, cavity, geosynthetic reinforcement.

Sommaire

Remerciements.....	xiv
Résumé.....	xv
Abstract.....	xvi
Sommaire.....	xviii
Capitolo 1 : Introduction générale.....	1
1.1 Problématique du renforcement de sol au-dessus de cavités.....	1
1.2 Cadre général et objectifs spécifiques de la thèse.....	2
1.3 Organisation du mémoire de thèse.....	4
Capitolo 2 : Étude bibliographique.....	7
2.1 Introduction.....	7
2.2 Les Géosynthétiques.....	7
2.2.1 Généralités.....	7
2.2.2 Les géosynthétiques de renforcement.....	9
2.2.3 Mesure des déformations d'un géosynthétique.....	15
2.3 Comportement d'un remblai granulaire renforcé lors de l'ouverture d'une cavité.....	16
2.3.1 Principe de base du renforcement des remblais granulaires par géosynthétique au-dessus d'une cavité.....	16
2.3.2 Effet membrane du géosynthétique dans le cas d'un chargement vertical uniforme.....	17
2.3.3 Mécanisme de report de charge dans le cas d'un sol de remblai granulaire.....	19
2.3.4 Formulations analytiques du dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavité dans le cas d'un sol de remblai granulaire.....	22
2.3.5 Expérimentations d'effondrement de cavité en vraie grandeur mettant en œuvre un sol de remblai granulaire.....	27
2.4 Comportement d'un remblai cohésif renforcé lors de l'ouverture d'une cavité.....	33
2.4.1 Généralités sur les sols cohésifs.....	33
2.4.2 Formulations analytiques du dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavité dans le cas d'un sol de remblai cohésif (Huckert, 2015).....	35
2.4.3 Expérimentations d'effondrement de cavité en vraie grandeur mettant en œuvre un sol de remblai cohésif.....	38
2.4.4 Expérimentations d'effondrement de cavité à échelle réduite mettant en œuvre un sol de remblai cohésif.....	41
2.5 Modélisation numérique du système sol/géosynthétique.....	49
2.5.1 Les modèles numériques de la littérature.....	49
2.5.2 La méthode numérique utilisée pendant la thèse.....	52
2.6 Conclusions.....	54
Capitolo 3 : Méthodes et outils numériques.....	56
3.1 Procédure de calcul implémentée dans le logiciel SDEC.....	56
3.1.1 Généralités.....	56
3.1.2 Déroulement des calculs.....	63

3.2 Caractérisation physique des échantillons numériques.....	63
3.2.1 Caractérisation numérique du sol.....	64
3.2.2 Paramétrage de la nappe géosynthétique	66
3.3 Procédure numérique pour simuler l'ouverture d'une cavité sous un remblai renforcé.....	67
3.3.1 Le modèle numérique de base.....	67
3.3.2 Analyse et interprétation des résultats	70
3.4 Le prédimensionnement de la campagne expérimentale réalisée à la Tour du Pin	77
3.5 Conclusions.....	78
Capitolo 4 : Expérimentations en laboratoire et modélisation numérique d'ouverture de cavités à échelle réduite	80
4.1 Introduction.....	80
4.2 La campagne expérimentale.....	80
4.2.1 Le mécanisme de chargement	82
4.2.2 Analyse des résultats	83
4.3 Modélisation numérique d'ouverture de cavités à échelle réduite.....	98
4.3.1 Comparaison des résultats numériques avec les résultats de la nouvelle campagne expérimentale.....	101
4.3.2 Comparaison des résultats numériques avec les résultats de la campagne expérimentale de Hassoun (2019)	107
4.4 Le modèle constitutif de Delenne dans la modélisation numérique à l'échelle réduite.....	112
4.4.1 Problématique	112
4.4.2 Comparaison entre le modèle de Delenne et la loi de Mohr Coulomb	114
4.4.3 Comparaison des scenarii post-rupture pour le modèle de Delenne.....	117
4.5 Validation de la méthode analytique proposée par Huckert	119
4.5.1 Introduction.....	119
4.5.2 Comparaison des résultats analytiques et numériques.....	120
4.6 Conclusions.....	124
Capitolo 5 : Expérimentations en vraie grandeur et modélisation numérique des effondrements localisés.....	126
5.1 Introduction.....	126
5.2 La campagne expérimentale.....	127
5.2.1 Instrumentations et mesures	130
5.2.2 Caractérisation du sable chaulé.....	133
5.3 Modélisation numérique des expériences en vraie grandeur	138
5.3.1 Description du modèle numérique	138
5.3.2 Comparaison des résultats numériques avec les mesures expérimentales.....	140
5.4 Etudes paramétriques : investigation des mécanismes de rupture d'une couche de sol cohésif sous cavités localisées.....	145
5.4.1 Méthodologie proposée.....	145
5.4.2 Influence de la hauteur du remblai.....	145

5.4.3 Influence de la taille de la dalle de chargement	149
5.4.4 Comparaison du comportement du géosynthétique bi-raideur avec le comportement de différents géosynthétiques mono-raideur	152
5.4.5 Hypothèse du blocage des fibres du géosynthétique bi-raideur par les granulats du sol sur le pourtour de la cavité.....	157
5.5 Adaptation de la méthode d’Huckert pour les cavités localisées	159
5.6 Conclusions.....	164
Capitolo 6 : Conclusion générale et perspectives du mémoire de thèse	166
Perspectives.....	169
Références bibliographiques	i
Documents normatifs	iv

TABLES DES ILLUSTRATIONS

Figure 1-1. Projet REGIC- organisation générale et objectifs de chaque lot.....	3
Figure 1-2. Projet REGIC- structuration et objectifs du Lot 2 : modélisation et expérimentation	3
Figure 2-1. Principales fonctions des géotextiles (Comité français des géosynthétiques, 2015)	8
Figure 2-2. Effondrement de la B180 près d'Eisleben (Paul, 2004)	9
Figure 2-3. Courbe tension-déformation.....	10
Figure 2-4. Courbe tension-déformation (a) et échantillon du prototype fabriqué (b) du géosynthétique bi- raideur inversé	11
Figure 2-5. Essai de fluage - Courbes isochrones (ISO/TR 20432).....	12
Figure 2-6. Courbes contrainte de cisaillement-déplacement horizontal (a) ; représentation des résultats dans le plan de Mohr (b) ; courbe variations de volume-déplacement horizontal (c) ; positionnement du géosynthétique dans la boîte d'essai (d) ; dispositif d'essai (e) (Huckert, 2015)	14
Figure 2-7. Fibre optique selon la technique Brillouin installée sur une nappe GSY (Fibristerre) ...	15
Figure 2-8. Différents comportements de la nappe géosynthétique lorsqu'une cavité s'ouvre (Giroud <i>et al.</i> , 1988)	16
Figure 2-9. Equilibre d'un tronçon élémentaire de la nappe géosynthétique sollicité par une répartition uniforme des contraintes verticales (Le Hello, 2007)	17
Figure 2-10. Equilibre d'un volume de sol au-dessus d'une cavité	19
Figure 2-11. Approche de Handy- état de contrainte (a) et volume élémentaire en forme d'arche inversée (b).....	21
Figure 2-12. Comparaison entre la valeur de contrainte verticale moyenne mesurée lors des expérimentations de Hassoun et les résultats analytiques déduits de la formulation de Terzaghi pour différentes valeurs de K (Hassoun, 2019)	22
Figure 2-13. Géométrie du problème (Briançon <i>et al.</i> , 2008).....	24
Figure 2-14. La méthode British Standard : géométrie d'effondrement adoptée	25
Figure 2-15. Méthode EBGEO, (2011) : modèle d'effondrement pour $H/L \leq 1$ (a) ; $1 \leq H/L \leq 3$ (b) ; $H/L \geq 3$ (c).....	26
Figure 2-16. Mise en place des ballons de désincarcération (a) déformée du renforcement après extraction des ballons (b) (Briançon <i>et al.</i> , 2004).....	30
Figure 2-17. Comparaison entre les valeurs mesurées et celles calculées analytiquement pour les déplacements verticaux et les déformations de la nappe géosynthétique (Briançon <i>et al.</i> , 2004).....	30
Figure 2-18. Vue en coupe du dispositif expérimental (a), schéma de l'ouverture progressive des cavités pour un diamètre de 0,75 m (b), 1,25 m (c) et 2,2 m (d) (Huckert, 2015).....	31
Figure 2-19. Contraintes verticales sous le remblai en grave roulée 20/40 mm des plots 1 et 3 (Huckert, 2015).....	32
Figure 2-20. Taille des grains en fonction des différents types de sols (Schlosser, 1988)	33
Figure 2-21. Représentation d'un échantillon de sol : situation réelle (a), schéma d'analyse des propriétés physiques (b)	34
Figure 2-22. Cercles de Mohr-Coulomb	35
Figure 2-23. Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique (Huckert, 2015)	35
Figure 2-24. Schéma du dispositif utilisé pour l'exécution des essais du projet RAFAEL II (1999)	39
Figure 2-25. Déformation de la nappe géosynthétique pour le limon, lors de la phase de chargement, Projet RAFAEL II (1999)	39
Figure 2-26. Géométrie de la rupture de la couche de sol traité après application d'une surcharge, Effondrement type (a) et coupe schématique sur le plot 4 (b) (Huckert, 2015)	40
Figure 2-27. Appareil expérimental utilisé par Hassoun (2019)	42
Figure 2-28. Résultats des essais triaxiaux et ligne de rupture dans le plan de Mohr-Coulomb	43
Figure 2-29. Courbe tension-déformation des essais de traction effectués sur la membrane élastique	43

Figure 2-30. Décollement de la nappe géosynthétique sous son poids propre après l'abaissement de la trappe et avant les essais de chargement en surface (Hassoun, 2019)	44
Figure 2-31. Effondrement de la couche de sol cohésif non renforcé, H=5 cm (a), H=10 cm (b), H=15 cm (c) (Hassoun, 2019)	45
Figure 2-32. Essai avec renforcement, H= 5 cm (Hassoun, 2019).....	45
Figure 2-33. Essai avec renforcement, H= 10 cm (Hassoun, 2019).....	45
Figure 2-34. Essai avec renforcement, H= 15 cm (Hassoun, 2019).....	45
Figure 2-35. Distribution des déformations suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour les tests avec des épaisseurs de sol de 5, 10 et 15 cm pour les surcharges de 44 N, 195 N et 295 N respectivement (Hassoun, 2019)	46
Figure 2-36. Distribution des contraintes verticales au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour une épaisseur de 5 cm sous la surcharge de 44 N (Hassoun, 2019) ...	47
Figure 2-37. Distribution des contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour une épaisseur de 10 cm sous la surcharge de 195 N (Hassoun, 2019)	47
Figure 2-38. Distribution des contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour une épaisseur de 15 cm sous la surcharge de 295 N (Hassoun, 2019)	47
Figure 2-39. Modélisation de l'interface sol/géosynthétique par des sphères (éléments discrets) dans le cas (a) et par des éléments « barre » dans le cas (b) (Chareyre <i>et al.</i> , 2005)	50
Figure 2-40. Effet de la raideur de renforcement sur les déformations de surface $dsDs$ (Lawson <i>et al.</i> , 1996)	50
Figure 2-41. Effet de la raideur du renforcement sur la charge maximale admissible pour une cavité de 4 m de largeur (Lawson <i>et al.</i> , 1996)	51
Figure 2-42. Effet de plusieurs nappes de renforcement sur la déformation de surface pour une cavité de 4 m de largeur (Lawson <i>et al.</i> , 1996)	51
Figure 2-43. Contact entre deux particules sphériques (Le Hello, 2007)	52
Figure 2-44. Modèle numérique de base (Huckert, 2015)	54
Figure 3-1. Critère de Mohr Coulomb	58
Figure 3-2. Surface limite du modèle de Delenne	59
Figure 3-3. Modèle numérique d'un élément nappe (Le Hello, 2007)	60
Figure 3-4. Lois de comportement en traction dans une direction de fibre donnée (a) loi de comportement linéaire (b) loi de comportement bi-raideur (c) loi de comportement plus sophistiquée	61
Figure 3-5. Définition des différentes longueurs pour le calcul des coefficients de pondération.....	63
Figure 3-6. Phase de confinement (a) et phase déviatorique (b) d'un essai triaxial de compression	65
Figure 3-7. Essai triaxial : évolution de la contrainte déviatorique q_D avec la déformation axiale ε_Z	65
Figure 3-8. Essai triaxial : évolution de la déformation volumique ε_V avec la déformation axiale ε_Z	66
Figure 3-9. Géométrie du modèle numérique de base retenu pour simuler l'ouverture d'une cavité au-dessous d'un remblai renforcé par une nappe géosynthétique pour des cavités linéaires (a) ou localisées (b)	67
Figure 3-10. Courbe granulométrique du sol du remblai numérique.....	68
Figure 3-11. Positionnement de la cavité au centre (A1) et sur le coin (A2) du modèle (Huckert, 2014)	69
Figure 3-12. Procédure de chargement en force par étapes successives : Evolution des forces appliquées sur la dalle (F) en fonction des déplacements verticaux moyens du remblai (d).....	70
Figure 3-13. Déplacement maximal de la nappe (d_{nv_max}) avec la force de chargement (F).....	71
Figure 3-14. Champ de déplacements verticaux (d_{nv}) (a) et horizontaux dans la direction X (d_{nh}) de la nappe géosynthétique (b)	72
Figure 3-15. Déplacements d'un point générique de la nappe géosynthétique sollicitée en membrane (a), déplacements verticaux au-dessus de la cavité (d_{nv}) et horizontaux au-dessus de la cavité et dans	

les zones d'ancrage (d_{nh}) d'une fibre de la nappe géosynthétique (b et c) au point E de la courbe de chargement	72
Figure 3-16. Déformations (a) et tensions (b) de la nappe géosynthétique	73
Figure 3-17. Déplacement des sphères du remblai (d_{sv}) (a) contraintes principales au sein du remblai pour les trois moments significatifs (b) : ouverture (I), rupture (R) et effondrement (E).....	74
Figure 3-18. Contraintes principales dans le remblai sur la largeur totale de 3 mètres dans la direction X pour les trois moments significatifs : ouverture (I), rupture (R) et effondrement (E)	74
Figure 3-19. Superposition du champ de déplacements des sphères et de la déformée de la nappe (courbe rouge) à l'effondrement (point E de Figure 3-59)	75
Figure 3-20. Forces transmises à la nappe géosynthétique par le sol effondré.....	75
Figure 3-21. Taux de chargement de la nappe T_c et report de charge vers les bords de la cavité R_{ec} à l'ouverture (I), à rupture (R) et à effondrement du sol (E)	76
Figure 3-22. Distribution des contraintes verticales (σ_v) transmises au-dessus et au-dessous de la nappe géosynthétique	77
Figure 3-23. Déplacement vertical maximal de la nappe géosynthétique et report de charge pour différentes valeurs de la résistance à la traction du sol	78
Figure 4-1. Procédure de mise en place du sol cohésif : scarification de la surface (a) et compactage à l'aide d'une dame (b).	81
Figure 4-2. Schéma de chargement en surface de la couche de sol cohésif. Méthode adoptée par Hassoun (2019) (a) ; utilisation d'un vérin de chargement (b).....	82
Figure 4-3. Méthode de chargement par vérin. Essai n°7 : avant (a) et après rupture (b).....	83
Figure 4-4. Courbes de chargement pour les essais n°1, 2 et 3	84
Figure 4-5. Courbes de chargement pour les essais n°4, 5 et 6	84
Figure 4-6. Courbes de chargement pour les essais n°7 et 8	85
Figure 4-7. Abaissement de la trappe. Essai N°1, H=0,05 m	86
Figure 4-8. Abaissement de la trappe. Essai N°3, H=0,05 m	87
Figure 4-9. Essai n°1, H=0,05 m : géométrie de la membrane et déplacement maximal à l'abaissement de la trappe (I), à la rupture (R) et au moment où l'on définit l'effondrement du bloc de sol sur la membrane (E).....	87
Figure 4-10. Essais N°1, 2 et 3 (H=0,05 m). Géométrie déformée de la membrane en caoutchouc et déplacement maximal d_{n_max} après effondrement du sol sur la nappe (moment E)	89
Figure 4-11. Essais N°4, 5 et 6 (H=0,10 m). Géométrie déformée la membrane en caoutchouc et déplacement maximal d_{n,v_max} après effondrement du sol sur la nappe (moment E).....	89
Figure 4-12. Essais N°7 et 8 (H=0,15 m). Géométrie déformée de la membrane en caoutchouc et déplacement maximal d_{n,v_max} après effondrement du sol sur la nappe (moment E).....	90
Figure 4-13. Mesure du déplacement horizontal du massif de sol au voisinage des bords de la cuve $d_{s,h}$ pour l'essai N°1, H=0,05 m	91
Figure 4-14. H=0,05 m. Essais N °1, 2 et 3 : Forme des blocs effondrés, angle des lignes de rupture	92
Figure 4-15. H=0,10 m. Essais N °4, 5 et 6. Forme des blocs effondrés, angle des lignes de rupture et longueur du segment de nappe horizontal l_p	92
Figure 4-16. H=0,15 m. Essais N °7 et 8. Forme des blocs effondrés, angle des lignes de rupture et longueur du segment de nappe horizontal l_p	92
Figure 4-17. Comparaison de la forme des blocs de sol effondré entre les nouveaux essais (a) et la campagne expérimentale de Hassoun (2019) (b).....	96
Figure 4-18. Courbe tension- déformation des essais de traction effectués sur la membrane élastique : comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle numérique (courbe en rouge).....	99
Figure 4-19. Déroulement du calcul numérique : configuration de départ (a), ouverture de la cavité (b), chargement du remblai (c).....	100
Figure 4-20. Déplacement maximal de la nappe d_{nv_max} avec le déplacement des sphères du support d_{c_max} lors de l'ouverture de la cavité (a) et la force de chargement F (b).....	100

Figure 4-21. H=0,05 m. Comparaison des courbes de chargement entre le modèle numérique et les essais N°1, 2 et 3 (a) et de la géométrie du bloc de sol effondré entre le modèle numérique et les essais N°1 et 2 (b).....	101
Figure 4-22. H=0,10 m. Comparaison des courbes de chargement entre le modèle numérique et les essais N°4, 5 et 6 (a) et de la géométrie du bloc de sol effondré entre le modèle numérique et les essais N°4 et 5 (b).....	102
Figure 4-23. H=0,15 m. Comparaison des courbes de chargement entre le modèle numérique et les essais N°7 et 8 (a) et de la géométrie du bloc de sol effondré entre le modèle numérique et l'essai N°7 (b).....	102
Figure 4-24. Comparaison de la géométrie du bloc effondré pour les essais à H=0,10 m (a) et H=0,15 m (b).....	103
Figure 4-25. H= 0,05 m. Comparaison de la déformée de la membrane entre le modèle numérique (courbe en bleu) et les essais N°1, 2 et 3	104
Figure 4-26. H= 0,10 m. Comparaison de la déformée de la membrane entre le modèle numérique (courbe en jaune) et les essais N°4, 5 et 6.....	105
Figure 4-27. H= 0,15 m. Comparaison de la déformée de la membrane entre le modèle numérique (courbe en bleu) et les essais N°7 et 8	105
Figure 4-28. Comparaison de la déformée de la membrane pour l'essai N°5 à H=0,10 m (a) et pour l'essai N°7 à H=0,15 m (b)	106
Figure 4-29. Déplacements horizontaux dn_h de la membrane élastique au centre du modèle pour H= 0,05 m (en bleu), H= 0,10 m (en jaune), H= 0,15 m (en vert)	107
Figure 4-30. Déformations ε de la membrane élastique au centre du modèle pour H= 0,05 m (en bleu), H= 0,10 m (en jaune), H= 0,15 m (en vert).	107
Figure 4-31. H=0,05 m. Comparaison des déformations de la membrane entre les données expérimentales (courbes en rouge) et les résultats numériques à la rupture (R), pour la force correspondant au déplacement maximal expérimental (E*) et à l'effondrement (E)	108
Figure 4-32. H=0,10 m. Comparaison des déformations de la membrane entre les données expérimentales (courbes en rouge) et les résultats numériques à la rupture (R), pour la force correspondant au déplacement maximal expérimental (E*) et à l'effondrement (E)	109
Figure 4-33. H=0,15 m. Comparaison des déformations de la membrane entre les données expérimentales (courbes en rouge) et les résultats numériques à la rupture (R), pour la force correspondant au déplacement maximal expérimental (E*) et à l'effondrement (E)	109
Figure 4-34. H=0,05 m. Comparaison des contraintes transmises sur la membrane entre les données expérimentales (points en rouge) et les résultats numériques (histogrammes en bleu) pour les cas R, E* et E.....	110
Figure 4-35. H=0,10 m. Comparaison des contraintes transmises sur la membrane entre les données expérimentales (points en rouge) et les résultats numériques (histogrammes en bleu) pour les cas R, E* et E.....	111
Figure 4-36. H=0,15 m. Comparaison des contraintes transmises sur la membrane entre les données expérimentales (points en rouge) et les résultats numériques (histogrammes en bleu) pour les cas R, E* et E.....	111
Figure 4-37. Représentation de l'état de contrainte dans le plan de Mohr Coulomb. Comparaison entre les résultats de la simulation numérique des essais triaxiaux de compression et de traction avec les résultats expérimentaux.....	113
Figure 4-38. Déplacement maximal de la nappe (d_{nv_max}) en fonction de la force de chargement (F) pour le critère de Mohr Coulomb (ligne continue) et de Delenne (ligne pointillée)	115
Figure 4-39. Déplacement vertical des sphères du remblai $d_{s,v}$ pour différents instants de la phase de chargement ($F= 40$ kN à 70 kN). Comparaison entre le modèle de Mohr Coulomb (ligne continue) et de Delenne (ligne pointillée).....	116
Figure 4-40. Déformations de la membrane élastique à l'effondrement de la couche du sol cohésif (E). Comparaison entre le modèle de Mohr Coulomb (ligne continue) et de Delenne (ligne pointillée)	116

Figure 4-41. Distribution des contraintes transmises sur la membrane. Comparaison entre les modèles de Mohr- Coulomb et de Delenne.....	117
Figure 4-42. Déplacement vertical des sphères du remblai $d_{s,v}$ pour différents instants de la phase de chargement (F= 40 N à 70 N). Comparaison entre les trois scenarii de rupture (SCD, SCF et SCFF)	118
Figure 4-43. Schéma synthétique des outils à utiliser pour le dimensionnement d'un remblai cohésif. L'« Approche utilisée » est représentée par les losanges en jaune, les « Données d'entrée » par des rectangles et les « Résultats obtenues » par des hexagones	120
Figure 4-44. Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique (Huckert, 2015)	121
Figure 4-45. Définition des longueurs l_p issues du calcul numérique (partie plate à la base du remblai effondré) respectivement pour H=0,05 m, H=0,10 m et H=0,15 m.....	122
Figure 4-46. Flèche de la nappe géosynthétique pour différentes longueurs l_p et charges p définies par unité de longueur (N/m).....	123
Figure 5-1. Courbe effort – déformation des essais de traction effectués sur les nappes géosynthétiques mono-raideur (a) et bi-raideur inversée (b).....	128
Figure 5-2. Planche d'essais N°1. Implantation des Capteurs de Pression Totale - CPT (en bleu) et localisation des essais pénétrométriques dynamiques (en rouge).....	129
Figure 5-3. Planche d'essais N°2. Implantation des Capteurs de Pression Totale - CPT (en bleu) et localisation des essais pénétrométriques dynamiques (en rouge).....	129
Figure 5-4. Dispositif d'ouverture des cavités successivement à 1 m puis à 2 m de diamètre utilisé dans la campagne expérimentale de la Tour du Pin.....	130
Figure 5-5. Valeurs des mesures du CBR en fonction de la hauteur du remblai lors de sa mise en œuvre pour la planche N°1, Cavités N°1 et N°2 (a) et pour la planche N°2, Cavités N°1 et N°2 (b)	131
Figure 5-6. Dispositif de chargement. Effondrement du remblai de la cavité N°2, planche N°1....	131
Figure 5-7. Essai de flexion 4 points. Résultats caractéristiques de la force de chargement avec le déplacement du vérin (a), coupe longitudinale de l'essai (b) et en section (c).....	134
Figure 5-8. Planche 1. Résistance en traction du matériau en fonction du temps de cure.....	137
Figure 5-9. Géométrie du modèle numérique. Exemple de rupture de la couche de sol cohésif sous l'effet de la charge appliquée	139
Figure 5-10. Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité avec le chargement. Comparaison des modèles avec géosynthétiques mono-raideur (courbe rouge) et bi-raideur inversé (courbe verte).....	141
Figure 5-11. Comparaison de la forme du bloc de sol effondré observé sur site (a) avec le résultat numérique (b) - Cas du géosynthétique mono- raideur.....	141
Figure 5-12. Comparaison des déplacements verticaux ($d_{n,v}$) de la nappe géosynthétique avec les mesures expérimentales	142
Figure 5-13. Comparaison de la déformation de la nappe géosynthétique mono-raideur (en rouge) et bi-raideur (en vert) avec les mesures expérimentales selon la technique Brillouin (B, en grise) et selon la technique Rayleigh (R, en noir). Situation à l'ouverture de la cavité (I) et à l'effondrement (E).....	143
Figure 5-14. Contrainte verticale pour une coupe verticale du modèle à l'ouverture (couleur claire) et à l'effondrement (couleur foncée). Comparaison des valeurs numériques avec les mesures expérimentales (cavité N°1 pour le géosynthétique mono-raideur, cavité N°2 pour le géosynthétique bi-raideur).....	144
Figure 5-15. Représentation du modèle numérique lors de l'effondrement. Plan de la cavité de forme circulaire (D=2 m) et de la dalle de chargement positionnée en son centre ($l_c=500$ mm). Comparaison des modèles numériques pour les hauteurs de remblai H=0,5 m (a), H=0,75 m (b), H=1 m (c).....	146
Figure 5-16. Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité avec le déplacement des sphères du support (a) et de la force de chargement (b) pour les 3 hauteurs de remblai : H=0,5 m (courbe rouge), H=0,75 m (courbe jaune), H=1 m (courbe verte).....	147

Figure 5-17. Déplacement des sphères du remblai d_{sv} (mm) associé aux déplacements verticaux de la nappe géosynthétique d_{nv} (mm) pour $H=0,5$ m, $H=0,75$ m et $H=1$ m à l'effondrement du bloc cohésif sur la nappe (point E)	148
Figure 5-18. Contrainte verticale σ_v en kPa pour une coupe verticale du modèle pour $H=0,50$ m (en rouge), pour $H=0,75$ m (en jaune) et pour $H=1$ m (en vert)	149
Figure 5-19. Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité en fonction du déplacement des sphères du support (a) et de la force de chargement (b). Influence de la taille de la dalle de chargement pour $l_c=500$ mm (courbe rouge), $l_c=750$ mm (courbe jaune), $l_c=1000$ mm (courbe verte) et $l_c=1400$ mm (courbe bleue)	150
Figure 5-20. Représentation du modèle numérique lors de l'effondrement pour $H=0,50$ m. Plan de la cavité de forme circulaire ($D=2$ m). Influence de la taille de la dalle de chargement pour $l_c=500$ mm (a), $l_c=750$ mm (b), $l_c=1000$ mm (c) et $l_c=1400$ mm (d)	150
Figure 5-21. Champ de déplacements des sphères et déformée de la nappe à l'effondrement (point E) pour les quatre configurations traitées $l_c = 500$ mm (a), 750 mm (b), 1000 mm (c) et 1400 mm (d)	151
Figure 5-22. Contrainte verticale σ_v en kPa pour une coupe verticale du modèle pour $l_c = 500$ mm (en rouge), pour $l_c = 750$ mm (en jaune), $l_c = 1000$ mm (en vert) et pour $l_c=1000$ mm (en bleu) ..	152
Figure 5-23. Comportement numérique en traction du géosynthétique bi-raideur (en vert) comparé à ceux de quatre géosynthétiques mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m	153
Figure 5-24. Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité avec la force de chargement. Comparaison entre le renforcement bi-raideur (courbe en vert) et les renforcements mono-raideur (courbes en rouge) ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m	154
Figure 5-25. Déplacement vertical d_{nv} (a) et horizontal d_{nh} (b) à l'ouverture de la cavité. Comparaison entre le renforcement bi-raideur et les renforcements mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m.....	155
Figure 5-26. Déformation ε (a) et tension T (b) pour une charge de surface $F=20$ kN. Comparaison entre le renforcement bi-raideur et les renforcements mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m.....	156
Figure 5-27. Courbe du déplacement maximal de la nappe avec la force de chargement. Comparaison entre le renforcement bi-raideur « ancrage à embuvage libre » (ligne continue) et celui du bi-raideur « ancrage à embuvage bloqué » (ligne pointillée)	157
Figure 5-28. Déplacements verticaux d_{nv} (a) et horizontaux d_{nh} (b) pour $F=20$ kN. Comparaison entre le renforcement bi-raideur avec $J_1=750$ kN/m- $J_4=2500$ kN/m sur l'ensemble de la nappe (ligne continue) et celui du bi-raideur actif seulement au-dessus de la cavité (ligne pointillée)	158
Figure 5-29. Déformation ε pour $F=20$ kN. Comparaison entre le renforcement bi-raideur avec $J_1=750$ kN/m- $J_4=2500$ kN/m sur l'ensemble de la nappe (ligne continue) et celui du bi-raideur actif seulement au-dessus de la cavité (ligne pointillée).....	158
Figure 5-30. Champ de déplacement des sphères du remblai à l'effondrement du bloc de sol cohésif. Géométries déformées de la nappe géosynthétique pour différentes hauteurs de remblai et largeurs de la dalle de chargement.....	159
Figure 5-31. Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique (Huckert, 2015)	160
Figure 5-32. Hypothèse de diffusion de la charge pour le cas d'un renforcement mono-raideur et mono- directionnelle sur une largeur : (a) équivalente à celle de la dalle de chargement l_c , (b) équivalente à la largeur l_p , (c) d'une valeur de $D/2$ et (d) d'une valeur de D	162

TABLES DES TABLEAUX

Tableau 2-1. Valeurs par défaut du coefficient de réduction au fluage (norme XP G38-064, 2000)	13
Tableau 2-2. Valeurs par défaut du coefficient de réduction lié au vieillissement Γ_{viel} (norme XP G38-064, 2000)	13
Tableau 2-3. Valeurs par défaut du coefficient de réduction à la mise en œuvre Γ_{instal} (norme XP G38-064, 2000)	13
Tableau 2-4. Valeurs usuelles de $dsDs$ en fonction du type d'infrastructure	23
Tableau 2-5. Synthèse des résultats de la première campagne expérimentale du projet RAFAEL (1997)	28
Tableau 2-6. Paramètres d'entrée nécessaires à la résolution de l'équation (2,55) déduits à partir des observations et des mesures expérimentales (Hassoun, 2019)	48
Tableau 2-7. Synthèse des résultats expérimentaux et analytiques des essais 10, 11 et 12 (Hassoun, 2019)	48
Tableau 3-1. Paramètres micromécaniques du Modèle de Mohr - Coulomb	65
Tableau 3-2 Paramètres macro- mécaniques du sol numérique modélisé	66
Tableau 3-3. Synthèse des caractéristiques du sol et du renforcement géosynthétique	71
Tableau 4-1. Programme des essais	81
Tableau 4-2. Force de rupture pour les essais ayant une faible teneur en eau (en gras) ; Force de chargement correspondant aux premières ruptures visibles pour les essais à teneur en eau plus élevée (en italique)	86
Tableau 4-3. Synthèse des déplacements maximums de la membrane en caoutchouc (d_{n,v_max}) à l'abaissement de la trappe (I), à la première rupture (R) et au moment où l'on définit l'effondrement (E). Valeurs en gras pour les essais ayant une faible teneur en eau, valeurs en italique pour les essais ayant une teneur en eau plus élevée	88
Tableau 4-4. Déplacement horizontal aux extrémités de la nappe	91
Tableau 4-5. Synthèse des valeurs caractéristiques enregistrées lors de l'effondrement en termes d'angles des lignes de rupture $\varphi R_{moyenne}$ et φR_{limite}	93
Tableau 4-6. Synthèse des valeurs caractéristiques enregistrées lors de l'effondrement en termes de longueur du segment de membrane horizontal lp , surface de la section trapézoïdale du bloc effondré A et surface amont du sol au-dessus de la cavité AT , report de charge Rec et contrainte σv exercée par le sol sur la membrane au moment de l'effondrement	94
Tableau 4-7. Comparaison de la valeur de force de rupture F_R entre les nouveaux essais et ceux de la campagne expérimentale de Hassoun (2019)	95
Tableau 4-8. Comparaison de la valeur de l'angle d'inclinaison des lignes de rupture $\varphi R_{moyenne}$ entre les nouveaux essais et la campagne expérimentale de Hassoun (2019)	97
Tableau 4-9. Comparaison de la valeur du déplacement maximal de la membrane d_{n,v_max} entre les nouveaux essais et la campagne expérimentale de Hassoun (2019)	97
Tableau 4-10. Comparaison de la valeur de contrainte verticale σv entre les nouveaux essais et la campagne expérimentale de Hassoun (2019)	98
Tableau 4-11. Caractéristiques mécaniques et paramètres micromécaniques du sol	99
Tableau 4-12. Comparaison de la valeur maximale de déformation de la membrane entre le modèle numérique et les essais de la campagne expérimentale de Hassoun (2019)	110
Tableau 4-13. Caractéristiques mécaniques et paramètres micromécaniques du critère de Delenne	113
Tableau 4-14. Valeurs de la force de chargement F et du déplacement maximal de la membrane d_{nv_max} à l'effondrement. Comparaison entre les trois scénarii de rupture (SCD, SCF et SCFF)	118
Tableau 4-15. Valeurs de la déformation ε_{max} de la membrane à l'effondrement. Comparaison entre les trois scénarii de rupture (SCD, SCF et SCFF)	119
Tableau 4-16. Résultats numériques considérés comme données d'entrée du calcul analytique pour le dimensionnement des remblais cohésifs sur cavités	121
Tableau 4-17. Données d'entrée pour le calcul de l'effort de chargement p (N/m)	122

Tableau 4-18. Comparaison des résultats de la flèche f_{max} de la nappe géosynthétique entre la méthode analytique de Huckert (2015) et le modèle numérique.	124
Tableau 4-19. Comparaison des résultats des déformations ε_{max} de la nappe géosynthétique entre la méthode analytique de Huckert (2015) et le modèle numérique.	124
Tableau 5-1. Caractéristiques des essais réalisés sur les planches 1, 2 et 3, avec en gras les cas retenus pour la modélisation numérique.....	127
Tableau 5-2. Synthèse des mesures à l'ouverture (I) et au moment de l'effondrement (E). Remblai de hauteur 0,5 m avec du sable chaulé (cavités N°1 et N°2 pour les planches N°1 et N°2)	132
Tableau 5-3. Synthèse des mesures de la contrainte verticale σ_v sur le sol par les cellules CPT ...	133
Tableau 5-4. Résultats des essais de flexion 4 points pour différents temps de cure et durées après le compactage.....	135
Tableau 5-5. Sol de la planche N°1. Essais de flexion. (Nomenclature utilisée : P=planche, M= moule, L ou S= condition de cure en laboratoire ou sur site)	136
Tableau 5-6. Sol de la planche N°1. Essais de flexion complémentaires. (P=planche, M= moule, L= conditions de cure)	136
Tableau 5-7. Sol de la planche N°2. Essais de flexion. (P=planche, M= moule, L ou S= condition de cure en laboratoire ou sur site).....	137
Tableau 5-8. Essais triaxiaux UU- caractérisation des échantillons	138
Tableau 5-9. Synthèse des caractéristiques du sable chaulé	138
Tableau 5-10. Caractéristiques mécaniques et paramètres micromécaniques adoptés pour le sable chaulé	139
Tableau 5-11. Synthèse des valeurs maximales de déplacement vertical de la nappe géosynthétique d_{n,v_max} (mm), de la force de chargement F (N) et du report de charge R_{ec} (%) à l'ouverture de la cavité (I), à la rupture (R) et à l'effondrement (E) de la couche de sol cohésif, pour les trois hauteurs de remblai (H=0,5 m, H=0,75 m et H=1 m)	147
Tableau 5-12. Synthèse des valeurs maximales de déplacement horizontal d_{n,h_max} (mm) et de la déformation de la nappe géosynthétique à l'effondrement (E) de la couche du sol cohésif, pour les trois hauteurs de remblai (H=0,5 m, H=0,75 m, H=1 m).....	148
Tableau 5-13. Synthèse des valeurs de déplacement maximal de la nappe géosynthétique d_{n,v_max} (mm), de la force de chargement F (kN) et du report de charge R_{ec} (%) à l'ouverture de la cavité (I), à la rupture (R) et à l'effondrement (E) de la couche du sol cohésif pour les quatre cas étudiés $lc = 500$ mm, 750 mm, 1000 mm et 1400 mm.....	151
Tableau 5-14. Synthèse des valeurs de déplacement horizontal d_{n,h_max} et de déformation ε_{max} à l'effondrement (E) de la couche du sol cohésif pour les quatre configurations étudiées $lc = 500$ mm, 750 mm, 1000 mm et 1400 mm	152
Tableau 5-15. Report de charge Rec . Comparaison entre le renforcement bi-raideur et les renforcements mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m à l'ouverture de la cavité et pour $F=20$ kN.....	154
Tableau 5-16. Synthèse des résultats numériques pour les différentes configurations testées	160
Tableau 5-17. Données d'entrée et valeur de l'effort de chargement $2p$ (N/m)	162
Tableau 5-18. Comparaison des résultats de la flèche f_{max} de la nappe géosynthétique entre les modèles analytiques proposés et le modèle numérique	163
Tableau 5-19. Comparaison des résultats de la déformation ε de la nappe géosynthétique entre les modèles analytiques proposés et le modèle numérique	163

LISTE DES SYMBOLES PRINCIPAUX

A_{int}	(m ²)	Surface d'influence au contact
B_x	(m)	Dimension de base du remblai en direction X
B_y	(m)	Dimension de base du remblai en direction Y
c	(Pa)	Cohésion du sol
C_e	-	Coefficient de foisonnement
C_{il}	(N)	Poids des deux tubes cylindriques utilisés pour la transmission des efforts pour les essais de flexion à 4 points
dF	(N)	Vitesse de chargement définie en SDEC
d_{c_max}	(m)	Déplacement maximale des sphères de support pour le modèle d'ouverture des cavité en SDEC
d_n	(m)	Déplacement globale d'un élément finis de la nappé géosynthétique
$d_{n,h}$	(m)	Déplacement globale d'un élément finis de la nappé géosynthétique horizontale
$d_{n,v}$	(m)	Déplacement globale d'un élément finis de la nappé géosynthétique verticale
$d_{s,h}$	(m)	Déplacement horizontale des sphères du remblai en SDEC
$d_{s,v}$	(m)	Déplacement verticale des sphères du remblai en SDEC
$d_{vé}$	(m)	Déplacement du vérin
dz	(m)	Hauteur d'un volume élémentaire de sol
D	(m)	Diamètre de la cavité
D_R	(%)	Densité relative du sol
D_s	(m)	Diamètre de la cavité enregistré sur la surface du remblai
e	(m)	Epaisseur de la nappe géosynthétique
E	(N/m ²)	Module de compressibilité de la nappe géosynthétique
f_{max}	(m)	flèche maximale verticale du renforcement au centre de la cavité
F	(N)	Force générique verticale de chargement agissant la surface d'une couche de sol définie en SDEC
F_e	(N)	Force agissant aux nœuds de l'élément finis de la nappe géosynthétique
F_i	(N)	Résultante de toutes les forces qui sont appliquées sur une sphère (ou sur l'élément finis) au niveau du contact microscopique
F_i^n	(N)	Composante normale de la force d'interaction entre deux sphères (ou sur l'élément finis) au niveau du contact microscopique
F_i^s	(N)	Composante de cisaillement de la force d'interaction entre deux sphères (ou sur l'élément finis) au niveau du contact microscopique
F_m	(N)	Charge maximale uniformément reparti définie en SDEC
J	(N/m)	Raideur de la nappe géosynthétique en traction
J_R	(N/m)	Raideur de la nappe géosynthétique répartie uniformément dans le n directions des fibres en traction
J_{sp}	(N/m)	Raideur de la nappe géosynthétique dans le sens de production ou direction X en traction
J_{st}	(N/m)	Raideur de la nappe géosynthétique dans le sens travers ou direction Y en traction
k^i	(N/m ²)	Rigidité de la single sphère i au niveau du contact microscopique
K	-	Coefficient de pression de terres
K_a	-	Facteur d'atténuation pour permettre la convergence du calcul microscopique
K_e	(N/m)	Rigidité élémentaire d'un élément de la nappe géosynthétique
K_{ic}	-	Facteur d'intégration du calcul microscopique
K^n	(N/m ²)	Raideur élastique de contact dans la direction normale au plan tangente au point de contact

K^{ni}	(N/m)	Raideur normale du contact microscopique à l'interface entre la particule de sol et l'élément nappe
K^{si}	(N/m)	Raideur tangentielle du contact microscopique à l'interface entre la particule de sol et l'élément nappe
l	(m)	Longueur de la fibre de la nappe géosynthétique
l_c	(m)	Largeur de la dalle de charge
l_p	(m)	Largeur de la fibre de la nappe géosynthétique plate
L	(m)	Largeur de la cavité rectangulaire
m	(kg)	Masse d'une sphère ou d'un élément nappe au niveau du contact microscopique
M_i	(N/m)	Moment des forces extérieures agissent sur la particule au niveau du contact microscopique
n	-	Puissance n qui caractérise la forme de la surface limite du critère de Delenne au niveau du contact microscopique
p	(N/m)	Effort de charge répartie uniformément sur la nappe géosynthétique
P	(N)	Force ponctuelle en surface de la couche de sol
q	(N/m)	Charge verticale répartie uniformément sur la couche du sol et sur la nappe géosynthétique
q_D	(Pa)	Contrainte déviatorique du sol
R^i	(m)	Rayon d'une sphère i au niveau du contact microscopique
R_e	(m)	Terme correctif des grandes déformations de l'élément de la nappe géosynthétique
R_{ec}	(%)	Report de charge exercé sur la nappe géosynthétique à l'extérieure de la cavité
$R_{t,d}$	(N/m)	Résistance ultime en traction
$R_{t;k}$	(N/m)	Résistance caractéristique à courte terme en traction
T	(N/m)	Force de traction de la nappe géosynthétique
T_c	(%)	Taux de chargement exercé sur la nappe géosynthétique à l'intérieur de la cavité
T_{end}	(N/m)	Force de traction à l'endommagement de la nappe géosynthétique
T_{FR}	(N/m)	Force de traction maximal qu'un géosynthétique peut supporter
T_{FS}	(N/m)	Force de traction produisant la déformation de fluage
T_{max}	(N/m)	Force de traction maximale dans le renforcement géosynthétique
T_n	(Pa)	Seuil maximal de résistance en tension entre deux sphères au niveau du contact microscopique
T_H	(N/m)	composante horizontale de la tension dans le renforcement géosynthétique
T_φ	(N/m)	Tension par unité de largeur de la nappe géosynthétique
U_A	(m)	Déplacement horizontal du géosynthétique au bord de la cavité
U_e	(m)	Déplacement nodaux de l'élément nappe géosynthétique
U^n	(m)	Déplacement relatif entre deux sphères au niveau du contact microscopique
U_0	(m)	Déplacement minimum pour mobiliser un frottement maximal
V	m^3	Volume du sol
w	(%)	Teneur en eau du sol
w_{OPN}	(%)	Teneur en eau du sol à l'optimum Proctor Normal
β	(°)	Angle d'inclinaison du point M générique de la nappe géosynthétique
Γ_{flu}	-	coefficient de réduction de fluage
Γ_{instal}	-	coefficient de réduction d'endommagement
Γ_{viel}	-	coefficient de réduction de vieillissement
γ	(N/m ³)	Masse volumique totale du sol
γ_d	(N/m ³)	Masse volumique du sol sec

γ_{d_OPN}	(N/m ³)	Masse volumique du sol sec à l'optimum Proctor Normal
γ_{Mt}	-	facteur partiel de matériau
δ_i	(°)	Angles de frottement sur les interfaces sol/géosynthétique inférieur
δ_f	(°)	Angles de frottement sur les interfaces sol/géosynthétique supérieur
ε_{fluage}	(%)	Déformation de la nappe géosynthétique de fluage
ε_{max}	(%)	Déformation maximale de la nappe géosynthétique
ε	(%)	Déformation générique de la nappe géosynthétique
η	(%)	Porosité numérique du remblai granulaire
σ	(Pa)	Contrainte du sol générique
σ_3	(Pa)	Contrainte de confinement du sol
σ_h	(Pa)	contraintes horizontales du sol
σ_v	(Pa)	contraintes verticales du sol
σ_t	(Pa)	Résistance en traction limite du sol déduite des essais de traction/flexion
σ_{xx}	(Pa)	Contrainte principale en direction X sur le plan normale à X
σ_{yy}	(Pa)	Contrainte principale en direction Y sur le plan normale à Y
σ_{zz}	(Pa)	Contrainte principale en direction Z sur le plan normale à Z
τ	(Pa)	Tension du sol
τ_0	(N/m)	Tension du sol minimum pour mobiliser un frottement maximal
φ	(°)	Angle de frottement interne du sol
φ_c	(°)	Angle de frottement résiduel
φ_R	(°)	Angle de rupture interne du sol
ϕ_{int}	(°)	Angle de frottement micromécanique au niveau du contact
$\chi_{1,2,3}$	-	Coefficients de pondérations de transmission des efforts aux nœuds d'un élément nappe
$\dot{\omega}_i$	(rad*s ⁻¹)	Vitesse de rotation d'une sphère au niveau du contact microscopique

Capitolo 1 : Introduction générale

1.1 Problématique du renforcement de sol au-dessus de cavités

Dans certaines régions du territoire français, l'effondrement de cavités souterraines et la remontée du vide vers la surface représente un des risques les plus importants de perte en vies humaines et de dommages sur les structures et infrastructures.

Une cavité souterraine, qu'elle soit d'origine naturelle ou anthropique, est essentiellement caractérisée par son diamètre et par le volume de vide qui lui est associé dans le sol. Parmi les phénomènes à l'origine de cavités naturelles on trouve la dissolution du substratum rocheux (calcaires, marnes ou gypse) consécutivement à la circulation d'eau souterraine. Une cavité anthropique est directement reliée à une activité humaine dans le sous-sol (galerie, mine, catiche pour ce qui relève de l'exploitation minière, galerie et/ou puits liés à l'exploitation de l'aquifère, tunnel, galerie et cave à fin d'utilisation de l'espace souterrain pour le transport ou le stockage).

L'effondrement peut être généralisé ou localisé. Dans le premier cas, les mouvements de terrain résultant sont en général plutôt lents, trouvent leur origine dans des cavités profondes, et se traduisent par des mouvements de surface continus. A l'opposé, les effondrements localisés peuvent être des mouvements plus ou moins brutaux, résultant de la présence de cavités à faible profondeur, ils donnent lieu à la formation d'un cratère, appelé entonnoir pouvant atteindre plusieurs mètres de large. Quand l'effondrement localisé est lié à une cavité souterraine d'origine naturelle, il prend souvent le nom de « fontis ». Dans ce cas, la problématique de réduction du risque n'est pas seulement liée au traitement de l'origine de l'effondrement ou à la réduction des effets sur les ouvrages de surface et infrastructures ou les personnes. Celle-ci est en général plus complexe du fait de l'impossibilité d'identifier précisément, par des méthodes visuelles ou instrumentales, la position et la géométrie de la cavité, et d'anticiper son évolution dans le temps et sa stabilité. La réponse apportée par la collectivité est alors bien souvent la création de zones non aménageables ou non accessibles par le public qui grève la possibilité de développement ou de rénovation de larges parties du territoire.

Depuis 2013, dans le cadre du PPRN (Plan de Prévention des Risques Naturels) et du PNC (Plan National Cavités), toutes les communes françaises sont tenues d'élaborer des cartes délimitant les sites contenant des cavités souterraines susceptibles de s'effondrer et de mettre en place des mesures compensatoires. Toutefois pour tenter de limiter le problème, il faut développer des solutions performantes et durables, d'un point de vue technico-économique et environnemental pour permettre de sécuriser ces zones et rétablir les sites désaffectés. Le renforcement du sol par des dalles en béton qui permettent de ponter le vide généré à proximité de la surface par l'effondrement de la cavité souterraine est une solution traditionnelle qui s'avère très coûteuse (traitement et apport de matière) ; son bilan carbone et environnemental est également largement insatisfaisant dans le contexte actuel. En revanche, l'utilisation de produits géosynthétiques de renforcement peut s'avérer un bon compromis technico-économique et environnemental.

Les géosynthétiques ont été utilisés à partir des années 1990 notamment dans la construction de routes. Assurant au début essentiellement des fonctions de séparation et de drainage avec des faibles résistances (géosynthétiques non tissés), les produits se sont rapidement développés pour devenir plus complexes et assurer des fonctions multiples: apparition de géotextiles et de géogrilles de renforcement, et de géocomposites.

Aujourd'hui les géosynthétiques sont largement utilisés pour le renforcement du sol au-dessus de cavités. Placé à la base des remblais, le géosynthétique soutient le sol au-dessus de la cavité lorsqu'un vide sous-jacent se forme. Il permet alors le transfert de la charge verticale qu'il supporte vers les bords de la cavité, zones stables les plus proches. Les tassements de surface vont être réduits en raison

de ce mécanisme ; les dommages aux infrastructures peuvent par conséquent être limités et, dans le cas des cavités de faibles diamètres, l'utilisation des infrastructures reste possible jusqu'à ce que des actions de traitement ou de confortement soient engagées.

1.2 Cadre général et objectifs spécifiques de la thèse

Ces dernières années, les diverses actions de recherche menées en France ou à l'étranger ont largement contribué à une meilleure connaissance de l'interaction entre un renforcement géosynthétique et des remblais granulaires non cohérents. Récemment quelques études ont pu aborder le cas des sols cohésifs : on mentionnera comme travaux les plus récents en France, la formulation analytique proposée par Huckert (2015) et la campagne expérimentale menée sur un dispositif à la trappe par Hassoun (2019). Toutefois, il reste encore beaucoup d'interrogations sur le mécanisme de rupture d'un remblai cohésif non renforcé par géosynthétique à l'ouverture de cavités.

Devant ce besoin d'améliorer la compréhension des phénomènes et d'établir des méthodes de dimensionnement pour la justification des renforcements de sol au-dessus de cavités, un projet de recherche financé par l'ADEME, intitulé REGIC (*Renforcement d'un Géosynthétique Intelligent au-dessus des Cavités*), a été initié en 2017. Il s'appuie sur un partenariat entre l'INERIS (Institut National de l'environnement industriel et des risques), l'entreprise AfiTEXINOV et le laboratoire 3SR de Grenoble. L'INERIS, en tant que structure publique, a pour mission principale de contribuer à la prévention des risques que les activités économiques peuvent avoir sur la santé et la sécurité des personnes, ainsi que sur les biens et l'environnement ; AfiTEXINOV est une entreprise privée spécialisée dans la conception, le développement et la réalisation de solutions géosynthétiques de renforcement pour les chantiers de travaux publics, de géotechnique, d'amélioration des sols et de mise en œuvre des chaussées. Enfin, le laboratoire 3SR (Laboratoire Sols, Solides, Structures et Risques) sous la tutelle de l'Université Grenoble Alpes, de Grenoble INP et du CNRS apporte au projet son expertise dans le domaine de la modélisation numérique des sols et des ouvrages géotechniques.

Le projet REGIC (Figure 1-1) est articulé autour de trois grands axes de recherche et de développement :

- Le Lot. 1 correspond au développement d'un nouveau produit géosynthétique instrumenté, adapté au renforcement de structures routières au-dessus de cavités sous un remblai de couverture de faible épaisseur ;
- Le Lot. 2 (Figure 1-2) est centré sur l'étude du comportement des sols cohésifs renforcés par géosynthétique sur cavités à l'aide de modélisations numériques et par des expérimentations sur modèle réduit et en conditions réelles ;
- Enfin le Lot. 3 a pour objectif de présenter des retours d'expérience sur l'utilisation de géosynthétiques en renforcement de sols cohésifs au-dessus de cavités et de proposer des recommandations permettant d'évaluer la sécurité et l'impact environnemental et social de telles solutions.

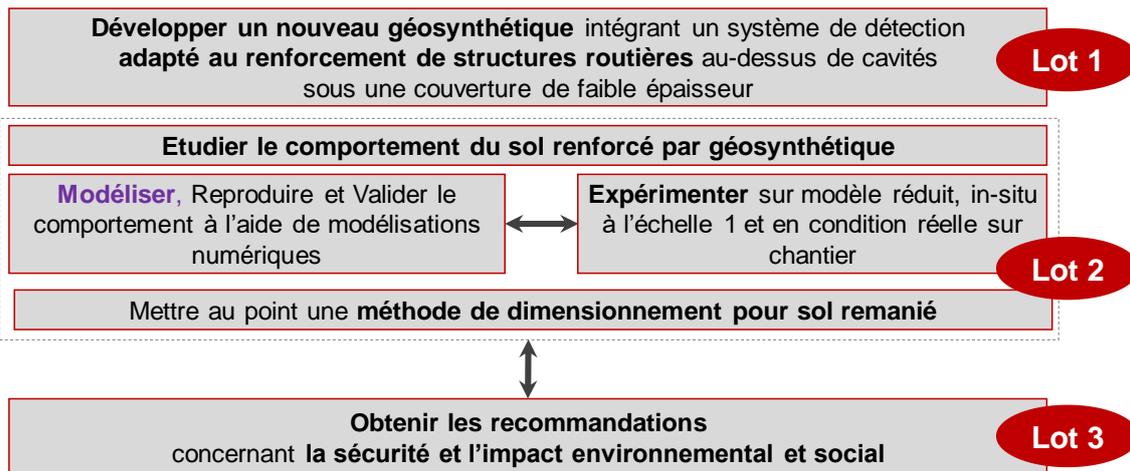


Figure 1-1. Projet REGIC- organisation générale et objectifs de chaque lot

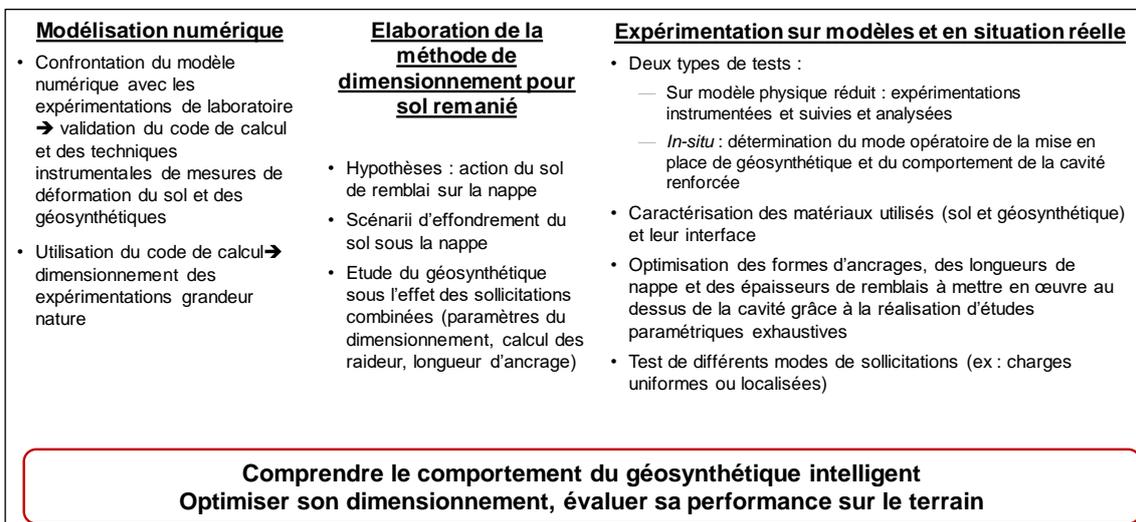


Figure 1-2. Projet REGIC- structuration et objectifs du Lot 2 : modélisation et expérimentation

La présente thèse a été financée et réalisée dans le cadre du projet REGIC. Elle correspond à l'essentiel de la contribution du laboratoire 3SR aux travaux du Lot 2 en matière de modélisation numérique. Pour cela, un outil numérique spécifique, développé au laboratoire 3SR, a été adapté au besoin de l'étude du mécanisme de rupture d'une couche de sol cohésif renforcé par géosynthétique. Il a été utilisé dans le cadre d'analyses en retour d'expérimentations de laboratoire et sur ouvrages réels et a permis de valider certaines options techniques. L'étude paramétrique a permis quant à elle d'améliorer la compréhension des mécanismes de transfert de charge et de renforcement.

Dans le cadre du Lot 1, un nouveau produit géosynthétique présentant deux innovations distinctes a pu être développé par AfITEXINOV. La première innovation concerne l'intégration d'une fibre optique lors de la fabrication du géosynthétique. Cette fibre optique assure une fonction de surveillance au géosynthétique mis en œuvre à la base du remblai. La mesure périodique ou en continu des déformations permet d'alerter le maître d'ouvrage sur l'occurrence d'un effondrement de cavité même si celui-ci ne se traduit pas par des mouvements perceptibles en surface. La deuxième innovation est relative au comportement même du géosynthétique et peut être considéré comme une conséquence logique de la première. De manière à identifier rapidement les mouvements liés à une cavité (et déclencher une alerte auprès du maître d'ouvrage), il est nécessaire que le produit soit

déformable dans un premier temps, les déformations pouvant alors être mesurées précisément par la fibre optique. En revanche, dans un deuxième temps la rigidité doit être plus importante pour limiter les mouvements ultérieurs. Ainsi le concept de géosynthétique bi-raideur inversé a t'il été proposé.

Le modèle numérique proposé dans cette thèse et utilisé dans le cadre du Lot 2 du projet REGIC se base sur un couplage original entre éléments finis et éléments discrets. Il a été développé spécifiquement pour étudier le comportement d'un remblai cohésif renforcé par une nappe géosynthétique à l'ouverture d'une cavité sous-jacente et lors de la phase de chargement par une charge ponctuelle jusqu'à la rupture. L'approche continue par éléments finis permet de rendre compte du comportement spécifique en membrane des nappes géosynthétiques alors que le modèle discret est particulièrement bien adapté pour modéliser le comportement du sol de remblai (rupture de la couche de sol cohésive et mécanismes de transfert de charge associés).

L'approche scientifique retenue pour la thèse a consisté à confronter et à valider le code de calcul avec des expérimentations de laboratoire réalisées dans des conditions d'essais relativement bien contrôlées. Une fois éprouvé, le code de calcul a été confronté aux résultats expérimentaux des expériences en vraie grandeur réalisées dans un contexte d'ingénierie donc dans des conditions d'essais pas toujours maîtrisées.

Le modèle à la petite échelle (dispositif à la trappe) correspond à une modélisation en déformation plane qui permet d'analyser dans un cadre simplifié les mécanismes de transfert de charge et de mettre en évidence l'interaction sol cohésif/géosynthétique. La présence de cohésion dans le remblai engendre un mécanisme de rupture, différent de celui qui peut être observé dans le cas d'un sol granulaire purement frottant, qui a été jusqu'alors peu étudié.

Le choix de réaliser des expérimentations en vraie grandeur permet à la fois d'étudier le cas de cavités localisées (3D de type circulaire) et d'inscrire ces travaux de thèse dans un contexte opérationnel : les expérimentations sont réalisées en conditions de chantier et peuvent être directement confrontées aux méthodes de dimensionnement utilisées par la profession.

La comparaison des résultats de la modélisation numérique avec ceux des expérimentations permet d'une part de valider la capacité du modèle à étudier le phénomène d'effondrement d'une couche de sol cohérent (qualitativement et quantitativement) mais aussi d'apporter une contribution importante au Lot 1 du projet REGIC. En effet la modélisation permet de vérifier le comportement en traction du nouveau produit innovant à savoir activer le signal d'alerte par fibres optiques dès l'apparition du phénomène d'effondrement et assurer des déflexions de la nappe et des tassements de surface après effondrement équivalents en intensité à ceux du renforcement traditionnel.

1.3 Organisation du mémoire de thèse

Le présent mémoire de thèse a été divisé en cinq chapitres principaux :

- Chapitre 1, Introduction générale. Ce chapitre résume les éléments essentiels de la problématique de base liée à l'utilisation des géosynthétiques de renforcement pour les remblais cohésifs au-dessus de cavités naturelles ou anthropiques. Il détaille les axes principaux du projet de recherche REGIC dans lequel les travaux de thèse s'inscrivent et il résume les principaux objectifs et travaux réalisés dans le cadre de la thèse.

- Chapitre 2. Étude bibliographique. Ce chapitre présente une synthèse des connaissances actuelles dans le domaine du renforcement des sols par géosynthétiques. Il introduit la notion de géosynthétiques et plus particulièrement la notion de géosynthétiques de renforcement pour lesquels sont données les principales caractéristiques mécaniques et coefficients de sécurité nécessaires à leur dimensionnement. Les méthodes de dimensionnement analytiques et les campagnes expérimentales qui ont servi pour leur formulation sont décrites dans le cas des sols granulaires et cohésifs. Enfin, un bref aperçu des méthodes et travaux numériques des systèmes sol/géosynthétiques est présenté, avec comme objectif principal de justifier le choix du modèle numérique couplé par éléments discrets et éléments finis, cadre général des simulations numériques effectuées dans ce travail de thèse.

- Chapitre 3. Méthodes et outils numériques. Ce chapitre est consacré à la description de l’outil numérique spécifique développé et utilisé pour analyser les mécanismes de rupture de la couche de sol cohésif au-dessus des cavités naturelles ou anthropiques. Le code de calcul donne la possibilité d’une modélisation numérique couplée : les éléments discrets pour le sol et les éléments finis pour la nappe de renforcement. La modélisation discrète du sol par un ensemble de particules qui interagissent entre elles au niveau de leurs points de contact permet de reproduire le réarrangement et les grands déplacements des particules et d’étudier les mécanismes de fissuration et de rupture d’un bloc de sol cohésif. La complexité structurale de la nappe géosynthétique est intégrée dans le modèle éléments finis qui permet de prendre en compte le comportement spécifique des fibres dans chaque direction. Les différents résultats qui peuvent être obtenus d’un calcul numérique simulant l’ouverture de la cavité sous un remblai cohésif renforcé par un géosynthétique puis son chargement en surface jusqu’à l’obtention de la rupture sont illustrés sur un cas particulier. Le modèle est enfin utilisé pour effectuer un pré - dimensionnement des expérimentations sur site qui ont été réalisées dans le cadre du projet REGIC.

- Chapitre 4. Expérimentations en laboratoire et modélisation numérique d’ouverture de cavités à l’échelle réduite. Le but principal de ce chapitre est d’effectuer une première validation du modèle numérique. Pour ce faire, une campagne expérimentale de laboratoire a tout d’abord été nécessaire, elle a été menée sur le dispositif à la trappe qui simule en laboratoire et à échelle réduite l’ouverture de cavités 2D (type tranchée) et leur chargement jusqu’à la rupture. Ces expérimentations sont venues compléter la campagne expérimentale conduite par Hassoun (2019). Une comparaison entre les résultats expérimentaux obtenus lors des deux campagnes expérimentales et les résultats du modèle numérique sera largement détaillée. Pour étendre le spectre et les capacités du modèle numérique, différentes lois de contact inter particules sont testées pour la modélisation du sol cohésif. Enfin, les résultats numériques sont utilisés pour valider la méthode analytique proposée par Huckert (2015) pour le dimensionnement du renforcement géosynthétique dans le contexte des remblais cohésifs pour le problème en 2D.

- Chapitre 5. Expérimentations en vraie grandeur et modélisation numérique des effondrements localisés. La campagne expérimentale sur site, réalisée en vraie grandeur dans le cadre du projet REGIC par l’entreprise AfiTexinov, est présentée dans ce chapitre. Elle constitue une seconde base de données pertinente pour la validation du modèle numérique couplé éléments discrets – éléments finis dans un contexte applicatif d’ingénierie aux cavités localisées

(cavités circulaires). La caractérisation des matériaux utilisés pour les expérimentations représente un point fondamental qui permet une bonne interprétation des résultats et qui conditionne le choix des paramètres micromécaniques de base de la modélisation numérique. Après la comparaison des résultats numériques avec les mesures expérimentales, une étude paramétrique portant sur l'effet de la hauteur du remblai et de la taille de la dalle de chargement sur le mécanisme de rupture de la couche de sol cohésif a été menée. Les résultats numériques et les conclusions sont utilisées pour valider et enrichir la méthode analytique de Huckert (2015) aux problèmes en trois dimensions. Enfin, le comportement spécifique du nouveau produit géosynthétique de renforcement développé (bi-raideur inversé) est implémenté dans le modèle numérique. Une dernière étude paramétrique permet de vérifier le bon fonctionnement et l'intérêt de ce produit dans le cadre de fonctions combinées d'alerte et de renforcement.

- Chapitre 6. Conclusions. Ce chapitre se propose de synthétiser les principaux travaux réalisés et les résultats obtenus lors des campagnes expérimentales et avec la modélisation numérique afin de clarifier les mécanismes d'effondrement des couches de sol cohésif renforcées par géosynthétique au - dessus de cavités pour des géométries bidimensionnelle et tridimensionnelle. Les améliorations apportées à la compréhension du mécanisme de rupture du sol cohésif sont synthétisées. Enfin, des recommandations sont données afin d'étendre l'utilisation de l'outil numérique à d'autres cas et situations ainsi que des perspectives à ce travail de thèse.

Capitolo 2 : Étude bibliographique

2.1 Introduction

L'étude bibliographique est un outil indispensable et une action primordiale dans la rédaction d'un mémoire de thèse. Ce chapitre bibliographique n'est pas destiné à fournir une information exhaustive, mais seulement à donner les définitions les plus importantes dans le cadre des études qui ont été réalisées précédemment et qui concernent le sujet traité dans cette thèse : l'étude des mécanismes d'effondrements des remblais cohésifs au-dessus des cavités.

La recherche bibliographique se concentrera dans un premier temps sur une brève présentation des différentes fonctions des géosynthétiques. Ensuite, seuls les géotextiles de renforcement seront considérés. L'accent sera porté sur leur mode de fonctionnement et sur leur comportement mécanique. Les coefficients de sécurité devant être pris en compte lors du dimensionnement, liés à la durabilité des produits, seront présentés. Les techniques usuelles de mesure des déformations adaptées aux géosynthétiques seront également brièvement décrites.

L'étude bibliographique sera par la suite consacrée aux méthodes de dimensionnement proposées pour le renforcement des sols granulaires par géosynthétique sur cavité ainsi qu'à leurs validations au travers des campagnes expérimentales de la littérature. Ces méthodes de dimensionnement, formulées pour les sols granulaires, ne sont pas adaptées aux sols cohésifs, dont le comportement à la rupture s'avère très différent. Motivé par des besoins en ingénierie, les recherches actuelles se sont orientées vers des applications impliquant des remblais cohésifs renforcés. Ces travaux ont abouti à la formulation d'une méthode analytique de dimensionnement proposée par Huckert (2015) (basée sur des expériences en vraie grandeur et validée par des expérimentations en laboratoire à la petite échelle) qui sera présentée en fin de chapitre.

2.2 Les Géosynthétiques

2.2.1 Généralités

Un géosynthétique est un produit constitué principalement de polymères synthétiques (polyéthylène, polyamide, polyester ou polypropylène), mais qui peut aussi être d'origine naturelle.

Selon un document élaboré par le comité français des géosynthétiques (Comité français des géosynthétiques, 2015), la première utilisation d'un géosynthétique remonte aux années 1960. Nancey and Delmas (2019) indiquent que le renforcement par géosynthétique pour limiter les conséquences d'un effondrement localisé du sol sous les ouvrages routiers et ferroviaires est apparu dans les années 1990. Cependant, selon Koerner (2005), la première utilisation d'un produit synthétique pour renforcer une route remonte à de nombreuses années. En fait, cette technique aurait été adoptée avec succès par le « South Carolina Highway Department » en 1926. Depuis lors, les fonctions et gammes des matériaux géosynthétiques disponibles sur le marché se sont énormément diversifiées. Aujourd'hui ce sont des matériaux incontournables dans tous les domaines du génie civil.

Un géosynthétique se présente sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. Il est utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaine du génie civil. Il est défini par des caractéristiques physiques, mécaniques et hydrauliques déterminées selon des essais

normalisés, définis pour l'essentiel par des normes internationales de type ISO, européennes de type EN, ou nationales de type NF, DIN, ASTM.

En général, les géosynthétiques sont répartis en deux grandes familles :

- Les géotextiles et les produits apparentés aux géotextiles qui sont perméables ;
- Les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques qui sont essentiellement imperméables.

Un géotextile est défini par la norme NF EN ISO 10318 (2006) comme une structure textile plane, perméable et à base de polymère (naturel ou non).

Une géomembrane est définie par la norme NF P84-500 (2013) comme un produit manufacturé adapté au génie civil qui se présente sous la forme de lés d'une largeur minimale de 1,50 m. Mince, souple, continue et étanche aux fluides à la sortie de la chaîne de fabrication, elle a une épaisseur effective de 1 mm minimum sur toute la surface du lé. Les matériaux d'épaisseur inférieure à 1 mm sont appelés « géofilms ».

Un géosynthétique bentonitique est un produit manufacturé à base de bentonite qui assure la fonction d'étanchéité. Ces produits sont principalement commercialisés en nappes.

En complément, il y a d'autres produits géosynthétiques qui n'entrent pas dans la classification ci-dessus : géobandes, géoconteneurs, géospaceurs, géogrilles et géocomposites (obtenus par combinaison de deux ou plusieurs géosynthétiques).

Dans cette étude, l'attention sera centrée sur les géotextiles.

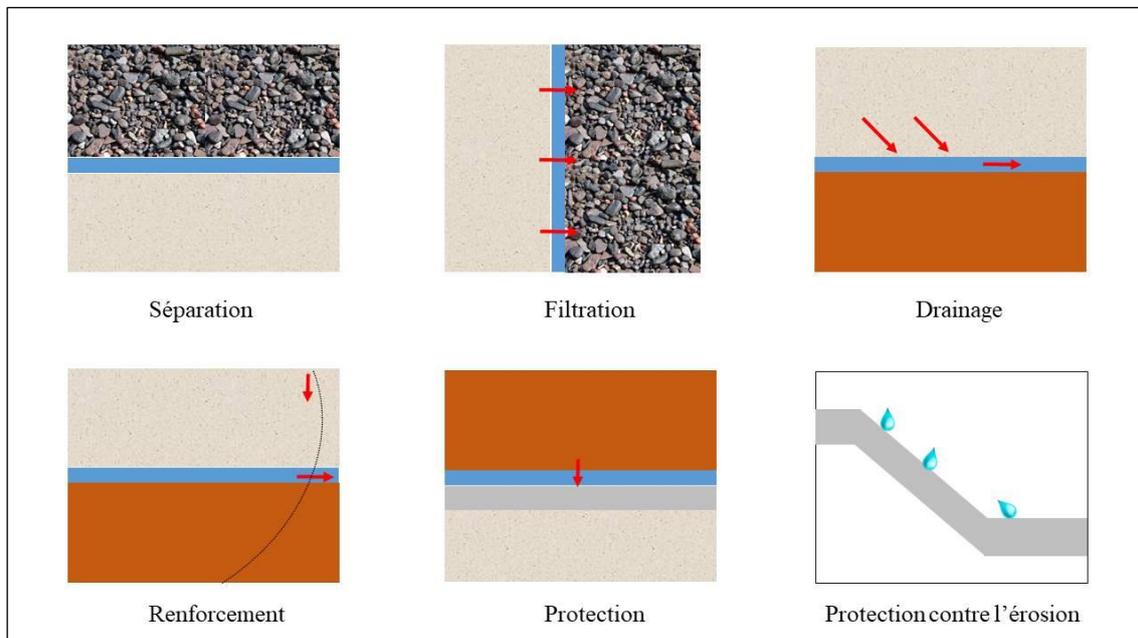


Figure 2-1. Principales fonctions des géotextiles (Comité français des géosynthétiques, 2015)

Comme le montre la Figure 2-1, les géotextiles peuvent remplir différentes fonctions (Comité français des géosynthétiques, 2015) :

- La séparation de deux types de sol de natures différentes pour éviter la contamination d'une couche noble par une autre couche ;
- La filtration : rétention du sol et passage des particules de fluide soumises à des forces hydrodynamiques à travers la nappe ;
- Le drainage : collecte et transport des eaux souterraines ;

- Le renforcement : utilisation du comportement en traction-déformation afin d'améliorer la résistance d'un sol de qualité médiocre ;
- La protection : limitation des endommagements localisés par poinçonnement d'un élément extérieur ou de matériaux anguleux ;
- La lutte contre l'érosion de surface : limitation des mouvements du sol ou d'autres particules à la surface.

2.2.2 Les géosynthétiques de renforcement

Les géotextiles de renforcement ont été utilisés dans une grande variété de projets de génie civil dans le passé. Au Royaume-Uni, le renforcement géosynthétique a été utilisé pour les remblais routiers sur plusieurs sites, tels que la rocade de la ville d'Édimbourg à Straiton (Cook, 1990), la rocade de l'A494 à Clwyd, au nord du Pays de Galles (Kempton, 1992) et la rocade de l'A61 à Ripon dans le nord du Yorkshire (Lawson *et al.*, 1994 ; Kempton *et al.*, 1996). Les deux premiers projets ont été réalisés dans des zones d'activité minière ancienne, le troisième concerne une zone sujette à des dissolutions de gypse. Dans le dernier cas, des cavités qui peuvent atteindre 10 m de diamètre ont été observées. De nombreux autres projets ont également été réalisés dans d'autres pays comme l'Allemagne par exemple. Bruhier *et al.*, (2000) et Paul (2004) décrivent la reconstruction de la « Fédéral Road B180 » au « Neckendorf » situé à côté de Eisleben, en Allemagne. Après que la route d'origine ait été détruite par une cavité de 8 m de largeur et 30 m de profondeur, consécutivement à la présence de matériau karstique (Figure 2-2), elle a été reconstruite en incorporant un renforcement géosynthétique pour atténuer les dommages en cas de réapparition du vide.



Figure 2-2. Effondrement de la B180 près d'Eisleben (Paul, 2004)

Pour définir leur comportement mécanique, les géotextiles sont caractérisés par différents essais de laboratoire normalisés. Les propriétés de traction des matériaux géosynthétiques utiles au renforcement des sols ont été identifiées par Bonaparte *et al.*, (1987).

Ces auteurs donnent en particulier une définition de la résistance à la traction en utilisant les résultats des essais de traction réalisés sur des bandes de grande largeur (ASTM D 4595, 2001). En fait, il s'agit d'une résistance maximale à la traction définie par mètre de large lorsque le géotextile est sollicité en tension par une force extérieure (exprimée en kN/m).

En France, la résistance en traction est caractérisée par des essais menés en laboratoire selon la norme NF EN ISO 10319 (2015). Cette procédure nécessite cinq tests de traction dans le sens production et

cinq dans le sens travers sur des échantillons qui ont une largeur nominale de 200 mm et une longueur suffisante pour garantir une distance de 100 mm entre les mors de serrage. Une fois qu'elles sont montées sur les mors, les éprouvettes sont sollicitées à une vitesse constante de déformation de 20%/min. L'effort de traction imposé est mesuré avec une précision de 0,01 kN. La tension maximale T_{max} (ou résistance caractéristique en traction $R_{t;k}$) et la déformation maximale ϵ_{max} sont obtenues à partir de la courbe tension-déformation (Figure 2-3).

Le rapport entre la force de traction T (kN/m) et la déformation ϵ correspondante caractérise la raideur J du géosynthétique. Le comportement du géosynthétique peut être linéaire ou non suivant le type de fibres utilisées. Lorsque le comportement du géosynthétique peut être caractérisé par deux raideurs successives on parlera de géosynthétique bi-raideur lorsque la raideur initiale est plus importante que la raideur finale. Dans le cas contraire on parlera de géosynthétique bi-raideur inversé.

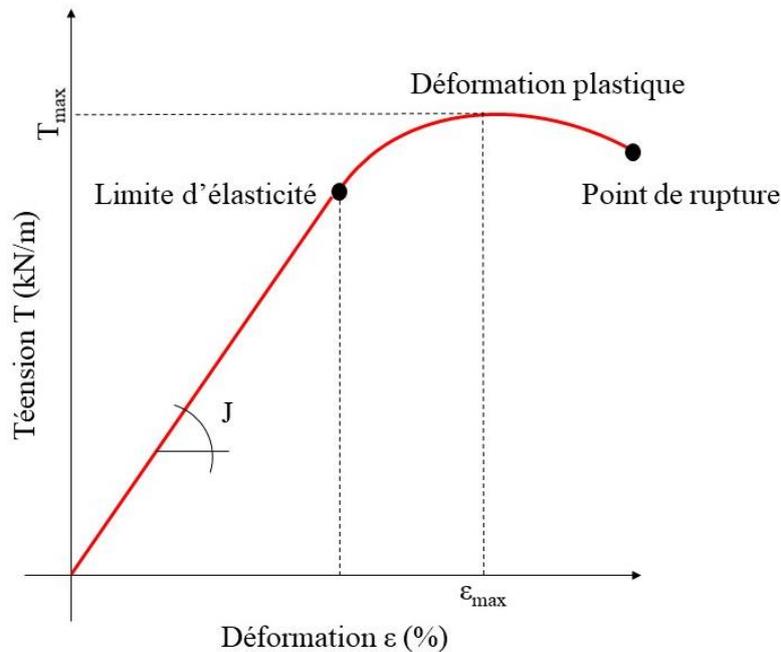


Figure 2-3. Courbe tension-déformation

Généralement un géosynthétique peut comporter une ou deux directions de fils, orientés dans deux directions perpendiculaires. Chaque direction de fils peut avoir une raideur spécifique. Le comportement mécanique est défini comme « isotrope » si la raideur dans le sens production (J_{sp}) est égale à celle dans le sens transverse (J_{st}). Au contraire, si les deux raideurs sont différentes, le comportement est « anisotrope » ou « fortement anisotrope » quand la raideur du sens production est beaucoup plus importante que celle du sens transverse. Dans ce cas, le produit est appelé « monodirectionnel ». Pour les géosynthétiques de renforcement, les valeurs typiques des raideurs dans le sens production sont généralement comprises entre 2500 et 10000 kN/m.

Récemment, un nouveau produit a été breveté dans le cadre du projet REGIC par la société Afitexinov (géosynthétique bi-module inversé, selon le brevet WO 2016/092167). La particularité de ce produit est sa capacité à activer deux raideurs dans une même direction (dans le sens production). Comme le montre la Figure 2-4.a, à partir des essais de traction normalisés réalisés sur le produit, on détermine une raideur initiale J_{sp1} de 750 kN/m jusqu'à une valeur de déformation seuil ϵ_T et au-delà une deuxième raideur plus élevée ($J_{sp2} = 2500$ kN/m). Concrètement le géosynthétique bi-raideur inversé est constitué de câbles de PVA garantissant la première raideur et ayant un embuvage (ondulation des fils) qui permet d'activer la deuxième raideur par la suite. La Figure 2-4.b présente un échantillon du prototype fabriqué avec ce procédé.

Le produit est principalement utilisé pour renforcer les sols sujets à l'ouverture des cavités (naturelles ou anthropiques). Il est adaptable aux différentes situations (déformation admissible, ouverture de

cavité, hauteur de remblai...) et a été utilisé pour les essais d'ouverture de cavités en vraie grandeur dont on parlera largement dans le chapitre 5. Associé à un dispositif d'alerte adapté, ce nouveau type de renforcement permet de détecter le début d'une rupture de la couche de sol grâce à la première raideur plus faible, tout en garantissant le même niveau de sécurité qu'un géosynthétique avec une seule raideur (grâce à la deuxième raideur plus importante après le seuil de déformation nécessaire à la détection des mouvements liés à la formation de la cavité).

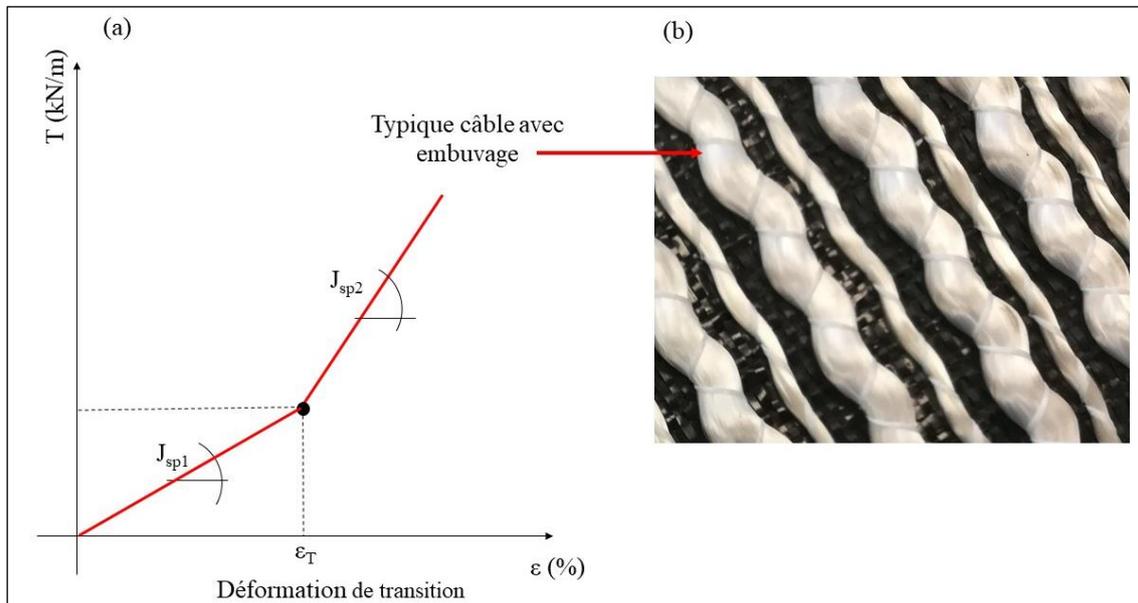


Figure 2-4. Courbe tension-déformation (a) et échantillon du prototype fabriqué (b) du géosynthétique bi-raideur inversé

En règle générale, les caractéristiques du géosynthétique sont définies « à court terme ». Cependant, lors d'un dimensionnement, il est nécessaire de fixer les propriétés mécaniques du géosynthétique de renforcement « à long terme », en spécifiant la période sur laquelle il doit être fonctionnel. En fait, le géosynthétique, lorsqu'il est mis en œuvre sur le terrain, subit différents types d'agression. Il peut se détériorer et voir sa résistance en traction diminuer. Pour tenir compte de ces aléas, différents facteurs de sécurité sont appliqués à la résistance en traction « à court terme » $R_{t,k}$ (2. 1) .

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_{Mt} \Gamma_{flu} \Gamma_{viel} \Gamma_{instal}} \quad (2. 1)$$

Où :

- $R_{t,d}$ est la valeur de la résistance ultime de traction à considérer dans le dimensionnement d'un ouvrage ;
- γ_{Mt} est le facteur partiel du matériau de valeur 1,25 (résistance structurelle selon la norme NF P94-270, 2009) ;
- Γ_{flu} est le coefficient de réduction lié au comportement des géosynthétiques en fonction du temps pour tenir compte : de la durée d'utilisation de l'ouvrage, de l'influence du fluage sur la résistance en traction du renforcement et d'une limitation des déformations de l'ouvrage ;
- Γ_{viel} est le coefficient de réduction lié au vieillissement des géosynthétiques ;
- Γ_{instal} est le coefficient de réduction correspondant à l'endommagement des renforcements géosynthétiques lors de leur mise en œuvre et pendant le compactage du remblai.

Le coefficient qui permet de tenir compte du mécanisme de fluage peut être déterminé à partir des essais de fluage définis par la norme NF EN ISO 13431 (2000). Les éprouvettes de géosynthétiques sont soumises à une force prédéfinie T_s inférieure à T_{max} . La force est appliquée uniformément sur la largeur de l'éprouvette, la température et l'humidité sont maintenues constantes (essai conventionnel). Une méthode en « décalage temps-température » est appliquée pour trois valeurs de la température. Dans les deux cas, l'allongement des éprouvettes est enregistré ou mesuré à des temps spécifiques (de 1h jusqu'à 10 000 h) à différents taux de chargement (T_s/T_{max}). Les courbes isochrones types obtenues sont présentées sur la Figure 2-5. La courbe, la plus à gauche, est appelée UTS « *ultimate tensile strenght* » et elle correspond au matériau non vieilli ; la valeur de la résistance en traction correspondante est la résistance en traction caractéristique du géosynthétique $R_{t,k}$.

Les courbes isochrones permettent de déterminer le coefficient de sécurité qui tient compte du fluage. Par exemple, comme le montre la Figure 2-5, pour le dimensionnement à 10 000 h d'un renforcement géosynthétique travaillant à 6% de déformation, ce coefficient de réduction est de 2 (ratio entre le niveau de chargement UTS (T_{UTS}) et le niveau de chargement à 10 000 h et à 6% de déformation T_s).

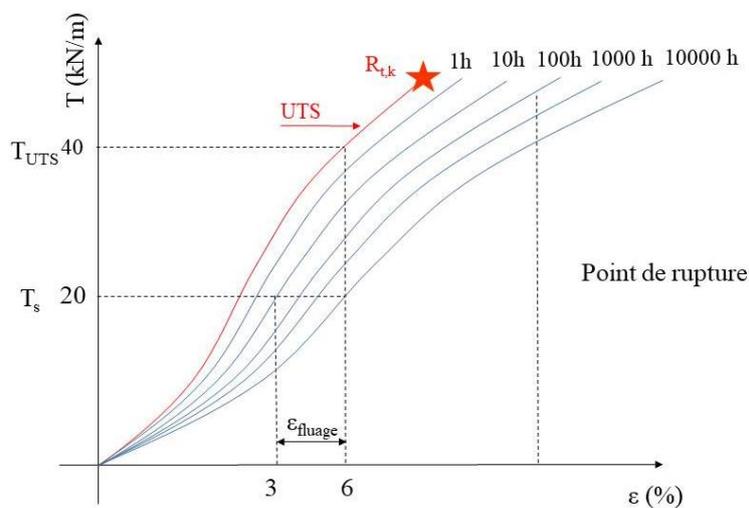


Figure 2-5. Essai de fluage - Courbes isochrones (ISO/TR 20432)

De façon plus générale, le facteur de réduction lié au fluage correspond au maximum des valeurs caractéristiques définies par deux critères : l'un lié à la rupture du géosynthétique, l'autre lié à la limitation des déformations de fluage entre la fin de la construction et la durée d'utilisation de l'ouvrage (2. 2).

$$\Gamma_{flu} = \max\left(\frac{R_{t,k}}{T_{FR}}; \frac{R_{t,k}}{T_{FS}}\right) \quad (2. 2)$$

En particulier, l'essai de fluage permet de déterminer les valeurs de T_{FR} et T_{FS} . La première variable est la tension qui correspond à l'effort de traction maximal qu'un géosynthétique peut supporter sans subir aucun dommage à une période équivalente à la durée d'utilisation de l'ouvrage. La seconde variable correspond à l'effort nécessaire à l'obtention de la déformation de fluage ε_{fluage} : déformation de la nappe produite entre la mise en œuvre (après le compactage) du sol et la durée d'utilisation de l'ouvrage. La déformation de fluage ε_{fluage} se détermine sur les courbes tension/déformation des essais de fluage. En absence d'essais, la norme XP G38-064 (2000) donne des valeurs par défaut du coefficient Γ_{flu} en fonction de la nature du géosynthétique (Tableau 2-1).

Tableau 2-1. Valeurs par défaut du coefficient de réduction au fluage (norme XP G38-064, 2000)

Polymère constituant le renforcement géosynthétique	Valeur par défaut de Γ_{flu}
PP/PE (polypropylène/ polyéthylène)	6
PEHD (polyéthylène haute densité)	5
PET (polyester)	3
PVA (polyvinyle d'alcool)	3
AR (aramide)	3

Le géosynthétique peut subir un vieillissement chimique qui se traduit par une dégradation de ses propriétés mécaniques quand il est notamment en contact avec des sols traités. En effet, le pH d'un sol traité est largement basique et la durabilité des géosynthétiques en polyester (PET) n'est plus garantie. Afin d'assurer l'intégration et l'intégrité du renforcement géosynthétique dans un milieu basique, il doit être fabriqué avec un autre type de matériau (polyvinyle (PVA) ou polypropylène (PP)) pour lequel un coefficient de réduction sur la résistance en traction doit être adopté (Γ_{viel}). Des essais de vieillissement chimique des matériaux peuvent être réalisés pour déterminer ces coefficients avec une estimation fiable jusqu'à 25 ans (Normes NF EN 13251 (2001) et NF EN 12224 (2002)). Par défaut, l'annexe B de la norme XP G38-064 (2000) propose des valeurs usuelles des coefficients de réduction Γ_{viel} en fonction de la classe de durée d'utilisation des produits et la nature du matériau (Tableau 2-2).

Tableau 2-2. Valeurs par défaut du coefficient de réduction lié au vieillissement Γ_{viel} (norme XP G38-064, 2000)

Classe de durée d'utilisation	pH	PET (fils polyesters)	PA (polyamide)	PEHD (polyéthylène haute densité, extrudés)	PP (polypropylène)
1 à 3	4 à 8	1,05	1,1	1,05	1,05
4 et 5	8	1,2	*	1,3	1,3
1 à 3	8 à 9	1,1	1,1	1,05	1,05
4 et 5	9	1,3	*	1,3	1,3

Les géosynthétiques peuvent également être endommagés lors de leur mise en œuvre ou pendant le compactage du sol consécutivement à la présence de granulats de grande taille ou de forme anguleuse. Ce phénomène se traduit par une perte de résistance à la traction à court terme. La valeur du coefficient Γ_{instal} est le ratio entre la résistance caractéristique du renforcement $R_{t,k}$ et la résistance en traction T_{end} déterminée sur des échantillons excavés sur site expérimental : planches d'essais sur chantier en site contrôlé. En l'absence d'essais, des valeurs par défaut du coefficient Γ_{instal} sont données par la norme XP G38-064 (2000) en fonction des conditions de mise en œuvre (Tableau 2-3).

Tableau 2-3. Valeurs par défaut du coefficient de réduction à la mise en œuvre Γ_{instal} (norme XP G38-064, 2000)

	Conditions de mise en œuvre			
	Peu sévère	Moyennement sévère	Sévère	Très sévère
Tous types de géosynthétiques	1,15	1,25	1,50	2,50

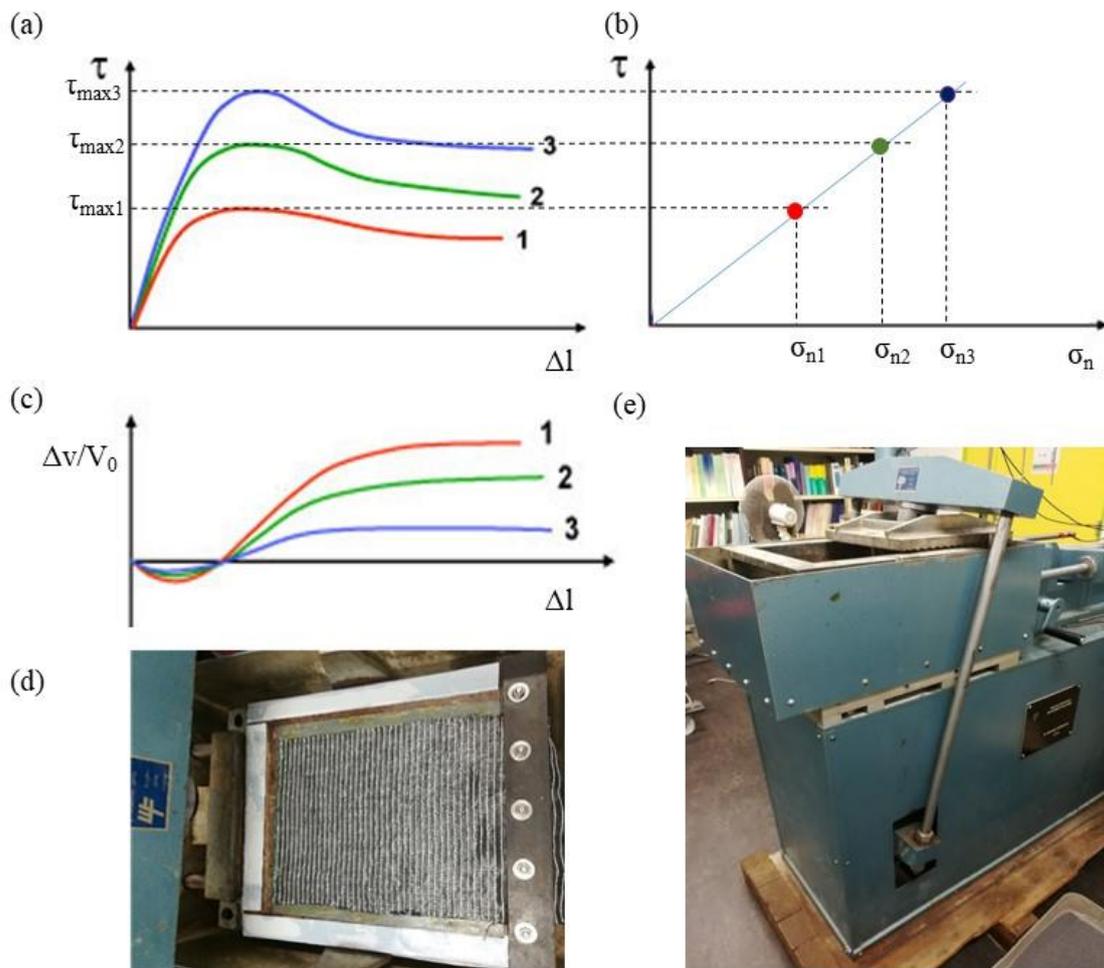


Figure 2-6. Courbes contrainte de cisaillement-déplacement horizontal (a) ; représentation des résultats dans le plan de Mohr (b) ; courbe variations de volume-déplacement horizontal (c) ; positionnement du géosynthétique dans la boîte d'essai (d) ; dispositif d'essai (e) (Huckert, 2015)

L'échantillon géosynthétique doit être fixée sur un support horizontal rigide et positionné dans la partie inférieure de la boîte. La partie supérieure est remplie de sol et soumise à une force normale. Après l'application de la surcharge, la demi-boîte supérieure est déplacée à une vitesse constante de 1 mm/min. La force de cisaillement d'interface et le déplacement horizontal relatif entre les deux parties de la boîte sont mesurés (Figure 2-6). A partir d'une série de plusieurs essais à différentes contraintes de confinement, il est possible de définir un angle de frottement caractéristique du comportement de l'interface.

Un angle de frottement « dynamique » peut également être déterminé par un essai au plan incliné. L'appareillage est constitué d'un plan rigide muni d'une charnière à l'une de ses extrémités. Initialement le plan est en position horizontale. Un mécanisme de levage permet au plan de s'élever à une vitesse de 3,5° par minute. L'échantillon de géosynthétique est fixé sur le plan, la boîte supérieure est remplie de sol. L'angle d'inclinaison à partir duquel le sol glisse par rapport au géosynthétique, est l'angle de frottement « dynamique » de l'interface. Différentes variantes et améliorations techniques de la procédure d'essais ont été faites ces dernières années (Briçon *et al.*, 2011).

2.2.3 Mesure des déformations d'un géosynthétique

La mesure des déformations d'un géosynthétique est le moyen le plus utilisé pour déterminer leur taux d'extension et leur mode de sollicitation. Différents types d'instrumentation existent actuellement sur le marché : capteurs de déplacement à fils, extensomètres ou fibres optiques.

Les capteurs de déplacement à fils sont les moins intrusifs : seul un câble gainé, fixé à l'une de ses extrémités au géosynthétique, traverse le matériau de remblai. Les capteurs de déplacement et la centrale d'acquisition des données sont positionnés en-dehors du remblai étudié. Plusieurs mesures de déplacement sont effectuées sur un tronçon de nappe, ce qui permet d'estimer une valeur moyenne de la déformation entre les deux points de mesure considérés.

L'extensomètre est un capteur liaisonné à la nappe géosynthétique. Il constitue un système relativement intrusif et donne une valeur locale de la déformation.

Aujourd'hui, les mesures de déformation des nappes géosynthétiques sont principalement effectuées avec des systèmes à fibres optiques. Deux technologies peuvent être utilisées : un système dit « ponctuel » qui permet la mesure des déformations à des endroits prédéfinis de la fibre, un système dit « réparti » qui permet de déterminer la déformation en continu sur un tronçon de nappe donné.

Le système développé initialement et le plus utilisé actuellement, permettant la mesure locale de la déformation, est de type Bragg. Chaque réseau de Bragg, gravé sur la fibre, permet d'obtenir une mesure locale de la déformation. Il s'agit essentiellement d'un dispositif optique constitué de raies espacées d'un certain pas qui réfléchit une longueur d'onde générée par la sollicitation lumineuse qui se propage dans la fibre. La déformation est donnée par le décalage de la longueur d'onde réfléchie sur le réseau avant et après sa déformation. Ce système de mesures par fibres optiques a été validé par des expérimentations en vraie grandeur réalisées sous un remblai renforcé (Briangon, 2004).

Les techniques permettant la mesure des déformations en continu sont les techniques Brillouin et Rayleigh. Pour les deux systèmes, les mesures ne sont pas ponctuelles mais réparties sur la longueur de la fibre. La différence entre les deux méthodologies est liée à la distance de détection de la mesure : les mesures de type Brillouin (FibrisTerre) sont réalisées avec une distance plus importante (20 cm environ) alors que les mesures effectuées avec les fibres de type Rayleigh (Luna) sont espacées de 1 ou 2 mm environ. L'avantage de ces systèmes par fibre optique est que la fibre peut être insérée dans la trame (sens production) du géosynthétique lors de sa fabrication (Figure 2-7).

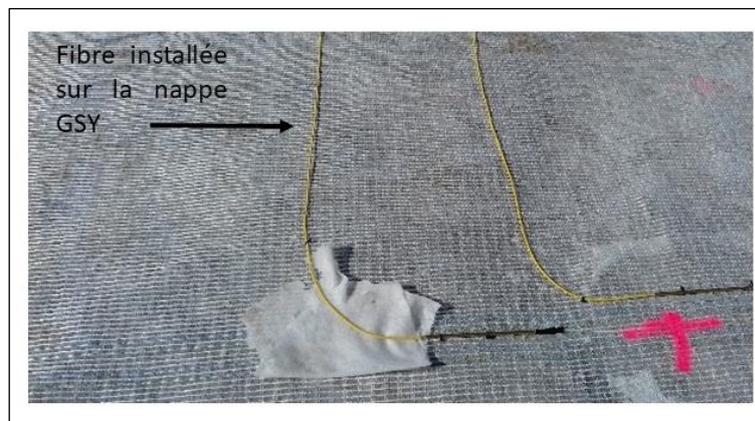


Figure 2-7. Fibre optique selon la technique Brillouin installée sur une nappe GSY (Fibristerre)

Des expériences d'ouverture de cavité en vraie grandeur, réalisées dans le cadre de ce travail de thèse, permettront de mettre en œuvre les deux techniques, Rayleigh et Brillouin (chapitre 5).

2.3 Comportement d'un remblai granulaire renforcé lors de l'ouverture d'une cavité

2.3.1 Principe de base du renforcement des remblais granulaires par géosynthétique au-dessus d'une cavité

Le principe général de fonctionnement d'un géosynthétique au-dessus d'une cavité est basé sur sa réponse par rapport au sol qu'il doit renforcer et à la nature de l'effondrement. En règle générale, la nappe peut, suivant sa raideur, se déformer plus ou moins pour résister aux efforts qui lui sont appliqués et ce jusqu'à sa rupture. Giroud *et al.*, (1988) définissent trois modes de réponse de la nappe géosynthétique qui sont illustrés en Figure 2-8:

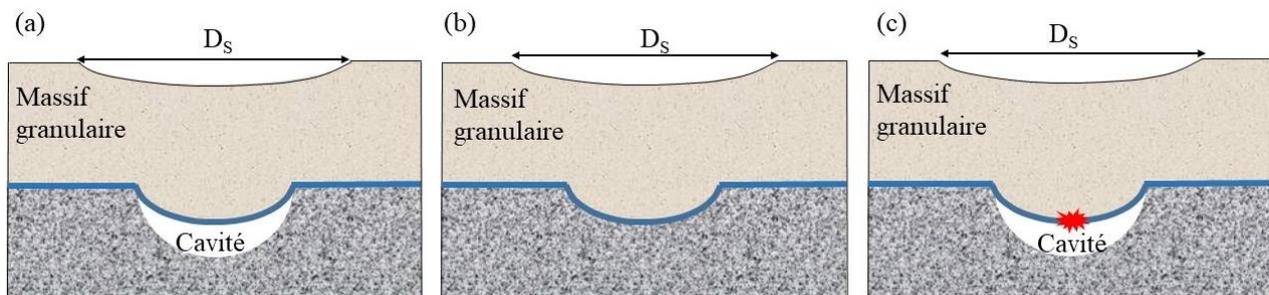


Figure 2-8. Différents comportements de la nappe géosynthétique lorsqu'une cavité s'ouvre (Giroud *et al.*, 1988)

- cas (a) la couche géosynthétique renforcée pont le vide ;
- cas (b) le géosynthétique se déforme jusqu'à venir en contact avec la couche de sol sous-jacente ;
- cas (c) le renforcement atteint la rupture.

Bonaparte *et al.*, (1987) subdivisent le scénario de dimensionnement d'une nappe géosynthétique en deux grandes catégories : la première pour résister à un effondrement complet du sol tout en acceptant la perte de fonctionnalité (ELU) ; la seconde pour limiter les déformations de manière à maintenir l'état limite de service de la structure quand la cavité se manifeste (ELS). La norme française NF P94-270 (2009) définit trois états différents pour le dimensionnement d'une nappe géosynthétique :

- l'état de rupture du géosynthétique par dépassement de sa résistance ;
- l'état de rupture de l'ancrage par glissement du géosynthétique ;
- l'état de service avec une déformation admissible de l'ouvrage.

Quel que soit l'état limite à prendre en considération, le dimensionnement d'une nappe géosynthétique au-dessus d'une cavité se base sur :

- L'estimation du diamètre de la cavité et de la hauteur du remblai ;
- La détermination des caractéristiques du sol au-dessus et en dessous de la cavité ;
- Les valeurs des angles de frottement entre le sol et le géosynthétique dans les zones d'ancrage ;
- Le coefficient de foisonnement du sol ;
- La définition d'une déformation admissible de surface du remblai ;
- L'évaluation de la durée de service de renforcement.

De nombreux chercheurs ont donné des prescriptions à respecter pour le dimensionnement des géosynthétiques sur cavité dans le cas des sols de remblai granulaire à travers des formulations analytiques qui ont été validées par des expérimentations ou des études numériques. Celles-ci seront présentées ci-dessous. Elles s'appuient sur des mécanismes fondamentaux tels que l'effet membrane et les mécanismes de report de charge.

2.3.2 Effet membrane du géosynthétique dans le cas d'un chargement vertical uniforme

Suite à l'ouverture de la cavité, le géosynthétique de renforcement se met en tension. Il n'est pas capable de supporter des efforts de flexion, et donc se déforme en membrane pour résister aux charges qui lui sont appliquées. Les formules analytiques qui décrivent ce comportement ont été abordées sur la base de problèmes plans et avec des chargements uniformes, verticaux ou perpendiculaires à la nappe déformée (Delmas, 1979 ; Perrier, 1983). Dans ce mémoire, on se limitera à l'approche de Delmas (1979) qui reste la plus utilisée pour dimensionner un géosynthétique suite à l'ouverture d'une cavité.

L'effet membrane est évalué sur une nappe géosynthétique monodirectionnelle, horizontale, de largeur unitaire, fixée à ses deux extrémités (Figure 2-9). On appelle : L la largeur d'ouverture de la cavité (en m), q la charge répartie uniformément (en N/m), β l'angle d'inclinaison de la nappe au point M (en degrés), T la tension au point M définie par unité de largeur (en N/m), ε la déformation (en pourcentage), T_H la composante horizontale (définie par unité de largeur) de la tension aux points d'ancrage de la nappe ($x = \pm \frac{L}{2}$) (en N/m) et f_{max} la flèche maximale verticale du renforcement au centre de la cavité (en m).

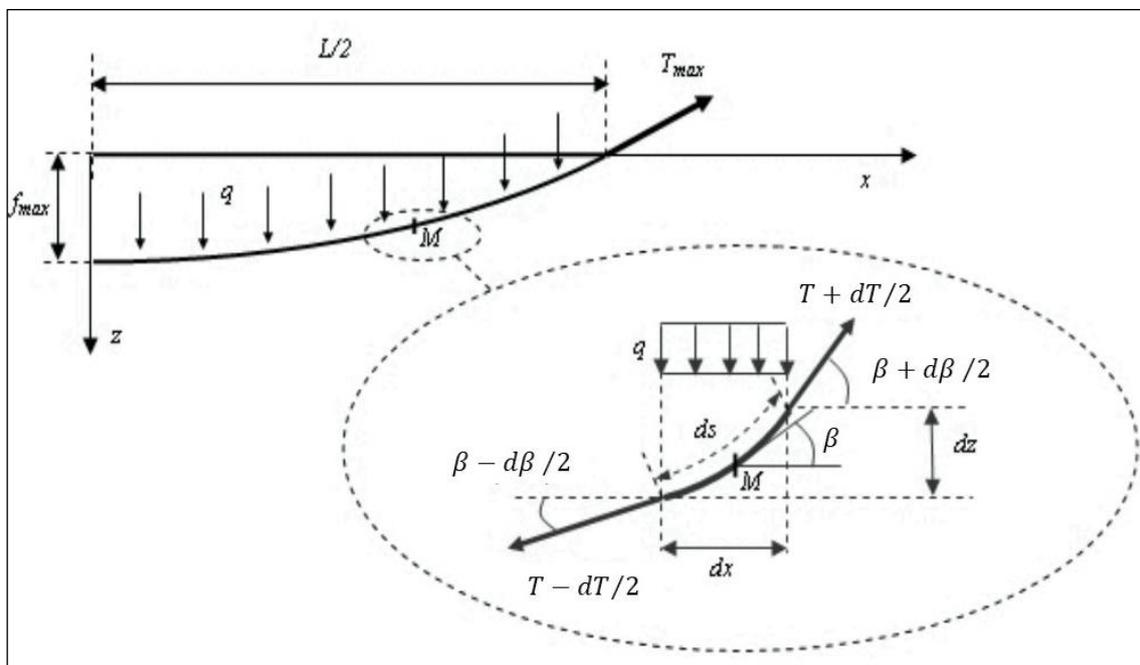


Figure 2-9. Equilibre d'un tronçon élémentaire de la nappe géosynthétique sollicité par une répartition uniforme des contraintes verticales (Le Hello, 2007)

L'équation caractéristique de la déformée parabolique de la nappe géosynthétique est obtenue (Le Hello, 2007) par l'équilibre des efforts horizontaux et verticaux agissant sur un tronçon de nappe élémentaire curviligne (2. 3) :

$$z(x) = \frac{qL^2}{8T_H} - \frac{qx^2}{2T_H} \quad (2. 3)$$

Si on fixe $x=0$ (centre de la cavité sur la Figure 2-9), l'équation (2. 3) permet d'obtenir l'expression de la flèche maximale f_{max} .

$$f_{max} = \frac{qL^2}{8T_H} \quad (2. 4)$$

Aux points d'ancrage on peut corréler la tension maximale T_{max} à sa composante horizontale T_H et à sa composante verticale $\frac{qL}{2}$ par l'équation :

$$T_{max}^2 = T_H^2 + \left(\frac{qL}{2}\right)^2 \quad (2. 5)$$

En combinant les équations (2. 4) et (2. 5), on obtient la tension maximale T_{max} (2. 6).

$$T_{max} = \frac{qL^2}{8f_{max}} \sqrt{1 + \frac{16f_{max}^2}{L^2}} \quad (2. 6)$$

L'allongement de la nappe peut être calculé : 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, ce qui donne l'équation (2. 7) qui après résolution permet le calcul de la déformation maximale ε_{max} .

$$\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s - \frac{L}{2} = \int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon \partial s \quad (2. 7)$$

Giroud (1995) propose une formule simplifiée pour calculer la déformation ε_{max} :

$$\varepsilon_{max} = \frac{\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s - \frac{L}{2}}{\int_{x=0}^{x=L/2} \partial s} = \frac{8}{3} \left(\frac{f_{max}}{L}\right)^2 \quad (2. 8)$$

En combinant les équations (2. 6) et (2. 8) on obtient l'expression (2. 9) :

$$T_{max} = \frac{qL}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_{max}}} \quad (2. 9)$$

Pour déterminer T_{max} , il est nécessaire d'introduire une loi de comportement pour le géosynthétique. Par simplicité, un comportement élastique linéaire est adopté : au point M considéré la tension T et la déformation ε sont liés par l'équation (2. 10).

$$T = J\varepsilon \quad (2. 10)$$

Où J est la raideur en traction de la nappe géosynthétique exprimée en N/m.

En combinant les équations (2. 9) et (2. 10), on obtient l'équation (2. 11) qui permet de calculer la déformation ε_{max} .

$$\frac{qL}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_{max}}} = J\varepsilon_{max} \quad (2. 11)$$

La flèche f_{max} est alors obtenue à partir de l'équation (2. 8) et la tension maximale par l'équation (2. 10).

2.3.3 Mécanisme de report de charge dans le cas d'un sol de remblai granulaire

Lors de l'ouverture de la cavité, une partie de la masse de sol positionnée au-dessus de la cavité est reportée par un mécanisme de transfert de charge vers les zones stables situées de part et d'autre de la cavité. Plusieurs auteurs ont tenté d'expliquer ce phénomène qui reste malgré tout difficile à expliquer. Terzaghi, (1943) et Vardoulakis *et al.*, (1981) ont beaucoup travaillé sur le mécanisme de transfert de charge dans un milieu granulaire à partir de l'essai dit « de la trappe ». Pour étudier le mécanisme de report de charge, Terzaghi utilise une configuration dans laquelle une trappe est placée sous un matériau granulaire (Figure 2-10).

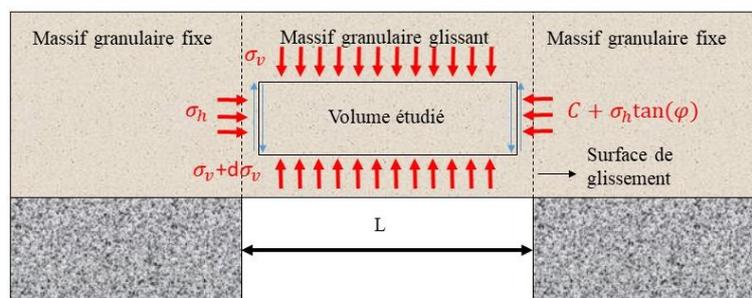


Figure 2-10. Equilibre d'un volume de sol au-dessus d'une cavité

Dans le milieu granulaire, on distingue deux zones lors de la descente de la trappe dont l'une, qui tend à se déplacer, est située au-dessus de la cavité. Les deux zones de sol se déplacent l'une par rapport à l'autre selon des plans de rupture verticaux, en provoquant un transfert des efforts du sol instable vers le sol stable. Ce phénomène est appelé « effet voûte ». La résistance au cisaillement du sol est définie en considérant le critère de Mohr Coulomb. Le cisaillement maximal τ_{max} mobilisé à la rupture est calculé par l'équation (2. 12)

$$\tau_{max} = C + \sigma_h \tan(\varphi) \quad (2. 12)$$

Dans l'expression (2. 12) C est la cohésion et φ l'angle de frottement interne du sol. L'équilibre d'un volume élémentaire de sol situé au-dessus de la cavité d'épaisseur dz , de largeur L et de masse volumique γ est donné par l'expression (2. 13).

$$L\gamma dz = L\sigma_v(z + dz) - L\sigma_v(z) + 2Cdz + 2K\sigma_v(z) \tan(\varphi) dz \quad (2. 13)$$

Où K est le coefficient de pression des terres, supposé constant par hypothèse, et défini comme le rapport entre les contraintes horizontales σ_h et les contraintes verticales σ_v .

Si l'on considère une tranchée rectiligne (cas 2D) la solution de l'équation (2. 13) est fournie par l'expression (2. 14).

$$\sigma_v(z) = \frac{L\left(\gamma - \frac{2C}{L}\right)}{2K\tan\varphi} \left(1 - e^{-K\tan\varphi\frac{2z}{L}}\right) + pe^{-K\tan\varphi\frac{2z}{L}} \quad (2. 14)$$

Où p est la charge de surface uniformément répartie .

Si l'on considère une cavité circulaire de diamètre D (cas 3D), la solution de l'équation (2. 13) (Kezdi, 1975) s'écrit :

$$\sigma_v(z) = \frac{D\left(\gamma - \frac{4C}{D}\right)}{4K\tan\varphi} \left(1 - e^{-K\tan\varphi\frac{4z}{D}}\right) + pe^{-K\tan\varphi\frac{4z}{D}} \quad (2. 15)$$

Dans l'expression (2. 14) et (2. 15) Terzaghi propose de prendre pour la valeur de K le coefficient de poussée des terres K_a :

$$K_a = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} \quad (2. 16)$$

L'hypothèse, faite par Terzaghi, sur la valeur du coefficient K est valide seulement lorsque les directions des contraintes principales sont orthogonales. Cependant, quand le vide est créé, les contraintes se réorientent. D'autres auteurs, comme Vardoulakis (1981) et Handy (1985), ont proposé des valeurs différentes pour définir le coefficient K . Par exemple, Vardoulakis (1981) considère que les deux plans de glissement sont des bandes de cisaillement où l'angle de frottement du matériau de remblai équivaut à son angle de frottement résiduel φ_c . Le coefficient K s'écrit $K = K_v$ avec :

$$K_v = \frac{1 - \sin(\varphi_c)\cos 2\left(\frac{\pi}{2} + \beta\right)}{1 + \sin(\varphi_c)\cos 2\left(\frac{\pi}{2} + \beta\right)} \quad (2. 17)$$

$$\beta = \lambda_e - \sqrt{\lambda_e^2 - \lambda^2};$$

$$\lambda_e = \frac{\sin(\varphi_c)}{\tan(\varphi)(1 - \sin(\varphi_c))}; \lambda = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad (2. 18)$$

Deux expressions différentes peuvent être utilisées pour obtenir l'angle de frottement critique (ou résiduel) φ_c en fonction de l'angle de frottement du sol φ :

- $\varphi = \varphi_c$ selon Coulomb ;

- $\tan(\varphi) = \sin(\varphi_c)$ selon Roscoe, (1968).

Handy (1985) considère que, compte tenu de la présence de la nappe géosynthétique, le sol au-dessus de la cavité fléchit comme présenté sur la Figure 2-11.

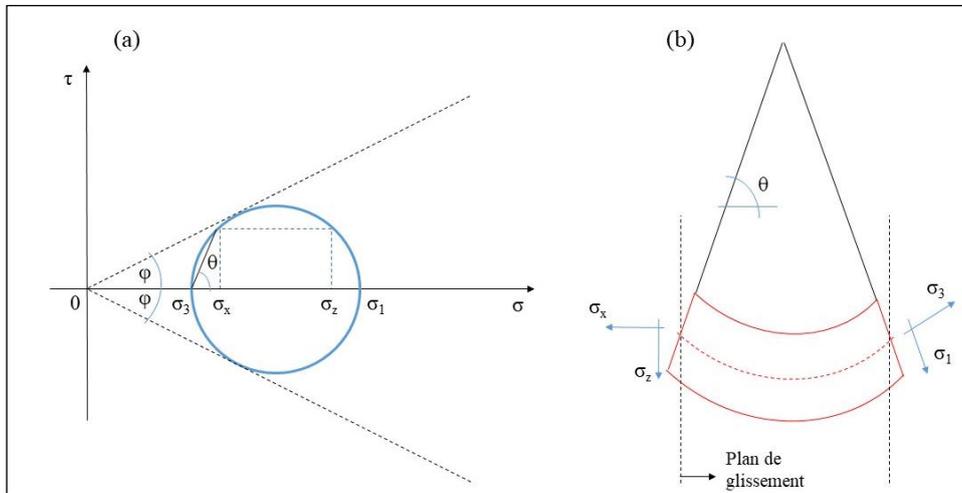


Figure 2-11. Approche de Handy- état de contrainte (a) et volume élémentaire en forme d'arche inversée (b)

En étudiant l'équilibre d'un volume élémentaire de sol au-dessus de la cavité (Figure 2-11), Handy propose pour K l'expression suivante :

$$K = 1,06 \left(\cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + K_a \sin^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \right) \quad (2. 19)$$

Où K_a est défini par l'équation (2. 16).

Giroud *et al.*, (1990) adoptent l'approche de Terzaghi (1943) pour développer une méthode d'analyse qui combine à la fois la théorie de la membrane et la théorie de l'effet voûte pour le dimensionnement d'une couche de sol renforcée par géosynthétique au-dessus d'une cavité. Ils supposent que le sol au-dessus du vide se cisaille le long de plans verticaux situés au bord du vide. Ainsi, seule la colonne de remblai située directement au-dessus du vide est déplacée.

En utilisant la théorie de Terzaghi (équations (2. 14) et (2. 15)), Giroud observe que lorsque φ est supérieur à 20° (ce qui est le cas pour la grande majorité des sols granulaires en conditions drainées), une valeur constante de 0,25 peut être utilisée pour la valeur de $K \tan \varphi$, ce qui permet de simplifier les équations (2. 14) et (2. 15).

K est un paramètre qui reste difficile à estimer et qui a fait l'objet de nombreuses recherches. La sensibilité de l'équation de Terzaghi aux différentes formulations de K proposées dans la littérature a été mise en évidence par Hassoun (2019) qui a réalisé des essais à la trappe avec un matériau granulaire. Les valeurs de contrainte moyenne obtenues sur la trappe pendant la campagne expérimentale ont été comparées aux valeurs obtenues analytiquement (Figure 2-12).

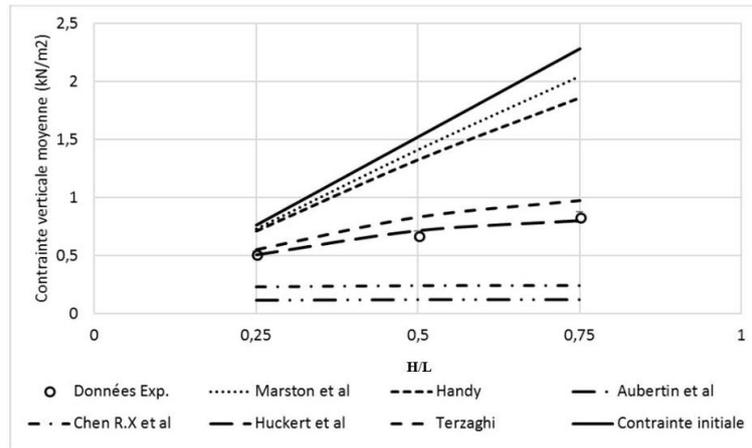


Figure 2-12. Comparaison entre la valeur de contrainte verticale moyenne mesurée lors des expérimentations de Hassoun et les résultats analytiques déduits de la formulation de Terzaghi pour différentes valeurs de K (Hassoun, 2019)

Comme le montre la Figure 2-12, une forte disparité entre les différentes estimations de la contrainte verticale est observée. Handy (1985) et Marston and Anderson (1913) surestiment les résultats expérimentaux. Au contraire, les contraintes calculées à l'aide des valeurs de K proposées par Aubertin *et al.*, (2003) et Chen *et al.*, (2010) sous-estiment les résultats expérimentaux. La valeur de K de 1,3 proposée par Huckert (2015) pour un sol granulaire roulé 20/40 mm est celle qui semble donner une meilleure correspondance avec les données expérimentales.

Par la suite, les équations de Terzaghi ((2. 14) et (2. 15)), qui restent sécuritaires, seront utilisées pour calculer la valeur des contraintes qui agissent sur la nappe géosynthétique.

2.3.4 Formulations analytiques du dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavité dans le cas d'un sol de remblai granulaire

La méthode d'équilibre limite développée par Terzaghi a beaucoup été utilisée pour déterminer les contraintes normales agissant sur le géosynthétique (équations (2. 14) et (2. 15)). Sur la base de cette méthode, plusieurs formules analytiques ont été proposées pour dimensionner un renforcement géosynthétique sur cavité en présence d'un sol granulaire. Les plus utilisées sont : la méthode RAFAEL (Giraud, 1997), la British Standard (BS8006, 1995) et les recommandations allemandes (EBGEO, 2011).

2.3.4.1 La méthode RAFAEL

La méthode RAFAEL (*Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés*) est issue de l'une des premières études faites en France pour le dimensionnement d'un géosynthétique. L'hypothèse de base est que le sol effondré a une forme cylindrique et que la nappe géosynthétique est ancrée sur les bords de la cavité. La première étape à effectuer est le choix d'une valeur limite admissible de l'affaissement de surface du remblai ($d_{s,max}$) en rapport avec le diamètre de l'effondrement (D_s) enregistré en surface. Avec l'hypothèse d'un effondrement cylindrique, D_s est égal au diamètre d'ouverture de la cavité D . Les différentes valeurs à utiliser pour d_s/D_s sont reportées dans le Tableau 2-4 en fonction du type d'infrastructure que l'on veut dimensionner. Une fois que le tassement en surface a été choisi, il est nécessaire de déterminer la flèche admissible du géosynthétique f_{max} par l'équation :

$$f_{max} = d_{s,max} + \theta H(C_e - 1) \quad (2. 20)$$

f_{max} est fonction du tassement de surface ($d_{s,max}$), d'un coefficient de forme (θ égal à 2 pour une cavité circulaire et égal à 3 pour une tranchée rectiligne), de la hauteur du remblai (H) et du coefficient de foisonnement du sol (C_e introduit pour considérer l'augmentation de volume du sol suite à son remaniement lors de l'effondrement). Une valeur de C_e comprise entre 1,01 et 1,1 est généralement utilisée.

La déformation maximale admissible du géosynthétique est obtenue par l'expression (2. 21) sur la base d'une charge uniformément répartie sur le géosynthétique.

$$\varepsilon_{max} = \frac{8 f_{max}^2}{3 L^2} \quad (2. 21)$$

Le valeur de la charge verticale $\sigma_z(z)$ ($z=H$, épaisseur du remblai) agissant sur le géosynthétique est obtenue par l'expression (2. 14) pour la cavité longitudinale de largeur L et par l'expression (2. 15) pour une cavité circulaire de diamètre D .

La tension maximale et la raideur du géosynthétique J sont obtenues grâce à l'équation (2. 9) de la procédure analytique proposée par Delmas (1979) (section 2.3.2) avec : L la largeur de la cavité et ε_{max} la déformation maximale déterminée par l'équation (2. 21).

Pour éviter le glissement excessif du géosynthétique dans les zones adjacentes à la cavité, le renforcement géosynthétique doit être suffisamment ancré. La longueur d'ancrage l nécessaire à la stabilité de la nappe, obtenue par l'équation (2. 22), dépend de la tension maximale T_{max} mobilisée dans la nappe et des angles de frottement sur les interfaces sol/géosynthétique inférieure (δ_i) et supérieure (δ_s).

$$l = \frac{T_{max}}{\gamma H (\tan \delta_i + \tan \delta_s)} \quad (2. 22)$$

Tableau 2-4. Valeurs usuelles de d_s/D_s en fonction du type d'infrastructure

Projet	Restriction
Voies ferrées	$d_s/D_s \leq 0,2\%$ avec $d_s \leq 1 \text{ cm}$ $d_s/D_s \leq 0,5\%$
Autoroutes (vitesses élevées)	$1,0\% \leq d_s/D_s \leq 1,7\%$ $d_s/D_s \leq 1,0\%$
Routes secondaires (vitesses faibles)	$1,7\% \leq d_s/D_s \leq 2,5\%$ $d_s/D_s \leq 2,0\%$
Autres routes urbaines, parking, etc.	$2,5\% \leq d_s/D_s \leq 7,0\%$
Parcs et zones piétonnes	$d_s/D_s \leq 5,0\%$

Pour prendre en compte l'allongement et les déplacements de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage, une reformulation de la méthode de RAFAEL a été proposée par Briançon *et al.*, (2008).

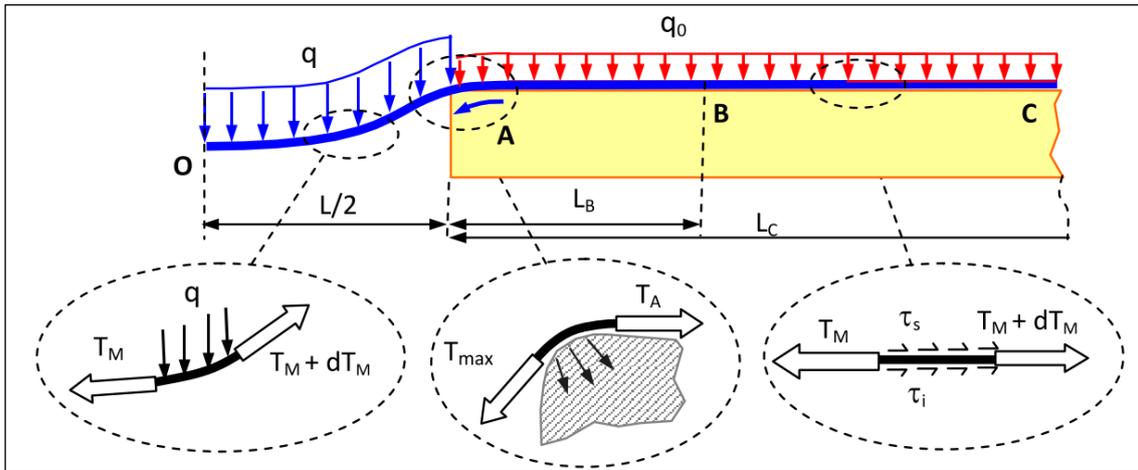


Figure 2-13. Géométrie du problème (Briançon *et al.*, 2008)

La géométrie de l'effondrement et les hypothèses de base sont les mêmes que celles considérées par la méthode RAFAEL. Dans les zones d'ancrage, la nappe subit des déformations plus ou moins importantes qui sont nécessaires pour mobiliser les efforts de tension dans la nappe. Le comportement en traction de la nappe est supposé élastique linéaire, les lois de frottement à l'interface sol/géosynthétique sont de type Coulomb.

La démarche de calcul selon Briançon *et al.*, (2008) est voisine à celle de la méthode RAFAEL. La tension maximale T_{max} est déterminée par la résolution itérative d'un système d'équations (2. 23) à deux inconnues. β est le paramètre caractéristique du changement d'orientation de la nappe au point A et U_A le déplacement de la nappe au bord de la cavité (Figure 2-13).

$$\begin{cases} \frac{L}{4\beta} (\beta\sqrt{1+\beta^2} + ArgSh\beta) - \frac{L}{2} = U_A + qL^2 \frac{3+\beta^2}{12\beta J} \\ U_A = \frac{T_A}{Jr} \quad si \quad U_A \leq U_0 \quad or \quad U_A = U_0 + \frac{(T_A^2 - T_B^2)}{(2J\tau_0)} \quad si \quad U_A > U_0 \end{cases} \quad (2. 23)$$

U_0 et τ_0 sont respectivement le déplacement et la contrainte de cisaillement à l'interface à partir desquelles le frottement maximal est mobilisé.

Les paramètres T_A , T_B , r et α (Figure 2-13) sont déterminés respectivement par les équations (2. 24), (2. 25), (2. 26) et (2. 27).

$$T_A = \left[qL \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{2\beta} \right] / [e^{\alpha A \tan \beta \tan \delta_i}] \quad (2. 24)$$

$$T_B = U_0 Jr \quad (2. 25)$$

$$r = \sqrt{q_0(\tan\delta_i + \tan\delta_s) / U_0 J} \quad (2. 26)$$

$$\alpha = \frac{U_A}{U_0} \text{ (si } U_A \leq U_0) \text{ et } \alpha = 1 \text{ (si } U_A > U_0) \quad (2. 27)$$

Une fois β déterminé, on peut calculer T_{max} , (tension maximale de la nappe géosynthétique) en utilisant l'expression (2. 28).

$$T_{max} = \frac{qL}{2\beta} \sqrt{1 + \beta^2} \quad (2. 28)$$

Cette formulation, prenant en compte la mobilisation progressive de la nappe dans les zones d'ancrage est celle proposée dans le projet de Norme XP G38-065 en cours de validation.

2.3.4.2 La British Standard (BS8006, 1995)

La British Standard (BS8006, 1995) propose un calcul simplifié par rapport à la méthode RAFAEL. Elle se base sur des hypothèses différentes : l'effondrement du sol à volume constant de forme tronconique (Figure 2-14), le remblai est non dilatant, l'angle d'ouverture est égal à l'angle de frottement interne au pic du remblai ($\theta = \varphi_i$), aucun report de charge n'est pris en compte.

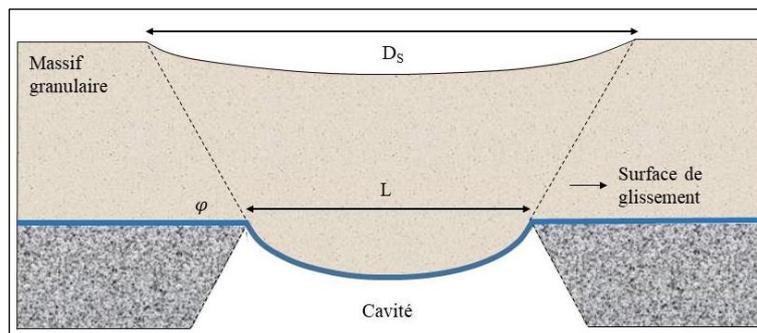


Figure 2-14. La méthode British Standard : géométrie d'effondrement adoptée

La méthode débute par la détermination du diamètre de l'effondrement de surface D_s (2. 29).

$$D_s = L + \frac{2H}{\tan\phi} \quad (2. 29)$$

La valeur admissible du tassement de surface du remblai ($d_{s,max}$) en fonction du diamètre de l'effondrement de surface (D_s) est déduite du Tableau 2-4. La déformation admissible (ε_{max}) est alors obtenue par l'expression (2. 30).

$$\varepsilon_{max} = \frac{8 \left(\frac{d_{s,max}}{D_s} \right)^2 D_s^\eta}{3L^\eta} \quad (2. 30)$$

Où le coefficient η est égal à 6 pour une cavité circulaire et à 4 pour une cavité longitudinale.

La charge verticale qui agit sur le géosynthétique et la tension maximale sont obtenues par les expressions (2. 31) et (2. 32).

$$q = \gamma H + p \quad (2. 31)$$

$$T_{max} = 0.5\lambda qL \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (2. 32)$$

Avec $\lambda = 1$ pour une cavité longitudinale et $\lambda = 0,67$ pour une cavité circulaire.

2.3.4.3 Les recommandations allemandes (EBGEO, 2011)

Les recommandations allemandes (EBGEO, 2011) tiennent compte du caractère isotrope ou anisotrope de la nappe géosynthétique ce qui les distingue des autres méthodes (RAFAEL et British Standard).

La valeur admissible du tassement de surface du remblai ($d_{s,max}$) en fonction du diamètre de l'effondrement de surface (D_s) est déduite du Tableau 2-4. La flèche de la nappe géosynthétique est déterminée par l'équation (2. 20) et la déformation admissible (ε_{max}) est obtenue par l'expression (2. 21). Pour déterminer la contrainte verticale agissant sur la nappe géosynthétique, trois modèles d'effondrement sont utilisés en fonction du rapport H/L (Figure 2-15) :

- Si $H/L < 1$: l'hypothèse d'un effondrement cylindrique sans action latérale du sol adjacent est retenue. La contrainte est donc calculée en considérant seulement le poids propre du sol et la surcharge en surface (2. 31).
- Si $1 < H/L < 3$: la contrainte horizontale générée par le sol latéral est prise en compte et la contrainte verticale est déduite des expressions de Terzaghi (2. 14) et (2. 15).
- Si $H/L > 3$: la contrainte est fonction du poids du sol effondré sous une arche de hauteur h , définie comme la valeur minimale de hauteur du sol impliqué dans l'effondrement en dessous de l'arche. Elle est supposée égale à L , aucun tassement n'est visible en surface. La contrainte verticale agissant sur la nappe géosynthétique est alors égale à γh .

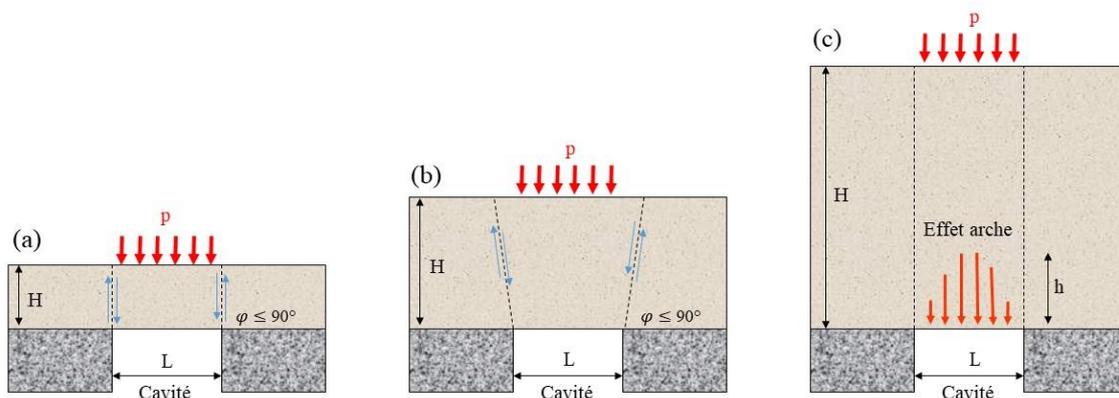


Figure 2-15. Méthode EBGEO, (2011) : modèle d'effondrement pour $H/L \leq 1$ (a) ; $1 \leq H/L \leq 3$ (b) ; $H/L \geq 3$ (c)

La tension maximale du géosynthétique est calculée par les équations (2. 33) et (2. 34). Dans cette méthode le mécanisme de chargement de la nappe est différent dans chaque direction (anisotropie). Il est quantifié par le rapport $\omega = J_{sp}/J_{st}$ entre la raideur du renforcement géosynthétique dans le sens de production (J_{sp}) et celle dans le sens travers (J_{st}).

$$T_{\max_sp} = \frac{X_{sp}qL^2}{8f_{\max}\cos\alpha_{sp}} \quad (2. 33)$$

$$T_{\max_st} = \frac{X_{st}qL^2}{8f_{\max}\cos\alpha_{st}} \quad (2. 34)$$

Avec : $X_{sp} = \frac{1}{1+\omega}$ et $X_{st} = 1 - X_{sp}$

Les paramètres α_{sp} et α_{st} sont respectivement les angles par rapport à l'horizontale de l'inclinaison de la nappe au bord de la cavité dans le sens production et dans le sens transverse.

Les formulations analytiques qui ont été présentées sont basées sur l'équilibre statique du volume de sol situé au-dessus de la cavité. D'autres méthodes de dimensionnement plus complexes existent, comme la méthode publiée par Pooroshab (cité par Potts, 2007), qui nécessitent d'être programmées pour leur résolution, ce qui les rend moins adaptées à une mise en œuvre sous forme de méthode de dimensionnement. Sans rentrer dans les détails, l'hypothèse de base de cette méthode est que le remblai se déforme seulement en cisaillement dans la direction verticale. Bien que la dilatation horizontale soit possible, cette hypothèse impose que la dilatation n'entraîne pas de modification de la longueur verticale d'un élément, et que tous les éléments situés le long d'un plan, qui était à l'origine vertical, connaissent des schémas d'écoulement identiques. Bien que cette hypothèse facilite l'analyse, elle implique que les déformations de surface sont toujours identiques aux déformations du géosynthétique, puisqu'un point à la surface du sol aura le même vecteur de déplacement que le point situé directement au niveau du renforcement.

2.3.5 Expérimentations d'effondrement de cavité en vraie grandeur mettant en œuvre un sol de remblai granulaire

Les formulations analytiques, illustrées dans la section précédente, ont été développées et validées sur la base de données expérimentales. Dans le cadre de cette étude bibliographique, les campagnes expérimentales les plus reconnues relatives aux sols de remblai granulaire seront citées.

2.3.5.1 Expérimentation réalisée par Kinney (1987)

L'une des plus anciennes études expérimentales est celle de Kinney (1987). Il a réalisé 16 essais impliquant des cavités circulaires avec lesquels il a démontré l'efficacité des systèmes de renforcement par géosynthétique plutôt que d'étudier l'influence de certains paramètres. En fait, les paramètres n'ont pas été modifiés de manière systématique et il n'a donc pas été possible d'extraire des résultats qui montrent une quelconque tendance comportementale. Cependant, Kinney a pu prouver qu'il était possible de renforcer des cavités jusqu'à 2,7 m de diamètre avec des produits géosynthétiques qui étaient alors disponibles dans le commerce.

2.3.5.2 Expérimentation réalisée dans le cadre du projet de recherche RAFAEL

Une dizaine d'années plus tard, l'une des campagnes expérimentales les plus innovantes a été effectuée dans le cadre du programme RAFAEL. Ce programme de recherche est largement mentionné et utilisé dans les études de Gourc *et al.*, (2000) et Blivet *et al.*, (2000).

La solution retenue dans le projet RAFAEL, réside dans l'utilisation d'une ou plusieurs nappes géosynthétiques utilisées pour retenir les matériaux de remblai au-dessus de la zone effondrée et ce afin d'obtenir des déformations de surface dans le domaine d'acceptabilité précisé par les normes en vigueur.

Les objectifs principaux de l'étude étaient de :

- Comprendre le comportement des structures renforcées sous différentes sollicitations ;
- Vérifier la méthode de dimensionnement ;
- Tester un nouveau dispositif de mesure des déformations de la nappe géosynthétique.

Le projet comporte deux campagnes expérimentales distinctes : RAFAEL 1 (1997) et RAFAEL 2 (1999).

La première campagne expérimentale a été réalisée, à Crest, dans la Drome, dans le cadre de la thèse d'Hubert Giraud (1997). Des cavités de 2 m et 4 m de diamètre et de 1 mètre de profondeur ont été simulées. Initialement, les cavités ont été remplies par des billes d'argile et positionnées sous des remblais granulaires d'une hauteur de 1,5 m. Deux types d'application ont été envisagées et testées : application « ferroviaire » (SNCF1, SNCF2, SNCF3, SNCF4) et application « routière » (SCET1, SCET2, SCET3, SCET4).

Le sol utilisé pour l'ensemble des remblais testés est un tout venant 0/300 mm de poids volumique sec $\gamma_d=21,1$ kN/m³ constitué de grave alluvionnaire. Les remblais ont été renforcés par des nappes géosynthétiques de type monodirectionnel ayant une raideur moyenne en traction de 1877 kN/m.

Après l'ouverture des cavités, les remblais ont été chargés par des sollicitations dynamiques obtenues par le passage répété d'un camion pour les remblais routiers et par un « simulateur de trafic » pour les remblais ferroviaires.

Globalement, les essais routiers et ferroviaires ont produit des résultats assez similaires en termes de comportement du remblai (Tableau 2-5).

Tableau 2-5. Synthèse des résultats de la première campagne expérimentale du projet RAFAEL (1997)

Cavité	J (KN/m)	Flèche du géotextile (m)		Déformation du géotextile (%)		Tassement de surface (mm)		Commentaires
		Après vidange	Après trafic	Après vidange	Après trafic	Après vidange	Après trafic	
SCET1- D=2m	1818	0,21	0,23	2 à 4,3 0,8 à 2,1	2 à 4,3 0,8 à 2,1	0	14	Trafic ininterrompu
SCET2- D=4m	1818	>0,60	-	3,4 à 4,5 2,4 à 5,8	-	251	-	Effondrement à la vidange
SCET3- D=4m	3600	0,46	0,48	3,2 à 3,7 3,7 à 4,8	3,9 à 4,8 3,5 à 5,3	5,5	120	Effondrement à la circulation
SNCF1- D=2m	450	0,26	0,28	2,8 à 3,3 0,7 à 3	4 à 4,7 1 à 3,3	7	24	Trafic ininterrompu
SNCF2- D=4m	1818	>0,51	>0,53	2,6 à 4,5 1,4 à 3,3	3,4 à 4,1	7	24	Effondrement à la circulation

					2,4 à 6,3			
SNCF3- D=4m	1818	>0,51	>0,51	3,7 à 4,1 2,8 à 6,1	2,9 à 4,9 3,2 à 6,6	4	25	Effondrement à la vidange
SNCF4- D=2m	1818	0,20	-	3,4 à 4,5 2,4 à 5,8	-	2	-	Pas de trafic effectué

A la différence des autres essais, pour l'essai SNCF3, deux nappes de renforcement ont été utilisées. Comme on peut le constater dans le Tableau 2-5, les résultats obtenus avec cette configuration sont assez similaires à ceux obtenus lors des autres essais.

Globalement, il a été observé qu'une voûte de sol stable se forme au sein du remblai si le rapport H/D est suffisamment élevé. Dans ce cas, les déplacements du remblai sont très faibles. Si le rapport H/D est peu élevé (inférieur à 0,5) ou lors d'une surcharge de trafic, la voûte qui tend à se développer ou qui s'était formée au sein du remblai s'effondre.

In fine, ces essais ont débouché sur une méthode de dimensionnement analytique (section 2.3.4.1) et ont permis d'observer des comportements différents du remblai en fonction de la géométrie du problème (en particulier le rapport H/D entre la hauteur du remblai et la largeur de la cavité).

La deuxième campagne expérimentale du projet RAFAEL, réalisée quelques années plus tard au Centre d'Expérimentation Routière de Rouen, a vu l'utilisation de différents types de sol ayant de la cohésion. Ces essais seront décrits dans la section 2.4 qui est dédiée aux expérimentations sur sol cohésif.

2.3.5.3 Expérimentation réalisée à Dessau

Dans le contexte des sols granulaires, une autre campagne expérimentale innovante, car axée sur l'étude de l'ancrage géosynthétique, a été menée par Meyer (citée par Huckert, 2015) suite à l'installation de l'Hochschule-Anhalt (FH) de Dessau. La cavité est simulée par une trappe de 1,6 m de diamètre sous un remblai de 1,7 m de hauteur. Différents types de géosynthétique ont été utilisés. Le remblai a été chargé par quatre vérins asservis, simulant 300 000 passages de camion à 60 km/h sur une période de deux semaines. La déflexion du géosynthétique et du sol en surface, les déformations de la nappe et les contraintes verticales, ont été mesurées par une instrumentation appropriée. L'expérience a permis de conclure que :

- Le rapport des raideurs du géosynthétique dans le sens de production et le sens travers influence son comportement en membrane ;
- Une arche de sol peut se former dans le remblai à l'ouverture de la cavité. Elle dépend du diamètre de la cavité, de la hauteur du remblai et des caractéristiques de cisaillement du matériau de remblai ;
- La poursuite du chargement dynamique peut provoquer la rupture de l'arche de sol pontant la cavité. Une déflexion circulaire en surface peut alors être observée et le poids du sol qui vient en appui sur la nappe géosynthétique augmente de façon importante.

L'une des particularités de cette étude a été d'appréhender le comportement du géosynthétique en ancrage autour d'une cavité circulaire et de préciser l'interaction entre le sol et le géosynthétique. Notamment, il a été montré que, dans une zone entourant la cavité, les efforts de traction dans le renforcement sont transmis au sol par frottement. L'ampleur de la zone impactée dépend du type de géosynthétique (géogrille ou géotextile) et de la raideur en traction du renforcement.

2.3.5.4 Expérimentation réalisée à Nancy

Des essais en vraie grandeur ont été réalisés à Nancy par Briançon *et al.*, (2004) dans le cadre de la validation d'un système d'instrumentation par fibre optique « Géodélect » conçu et développé par la société TenCate. Des tranchées de 2,5 m de largeur ont été simulées par dégonflement de coussins de désincarcération. Un renforcement géotextile équipé par des fibres optiques à réseaux de Bragg a été mis en place à la base d'un remblai en gravier de 0,5 m d'épaisseur. La résistance en traction du renforcement dans le sens production est de 125 kN/m.

Les mesures principales ont été obtenues après réalisation d'une excavation latérale et dégagement des ballons partiellement dégonflés. Cette excavation a permis d'observer une déflexion en membrane du géosynthétique après l'ouverture de la cavité (Figure 2-16).

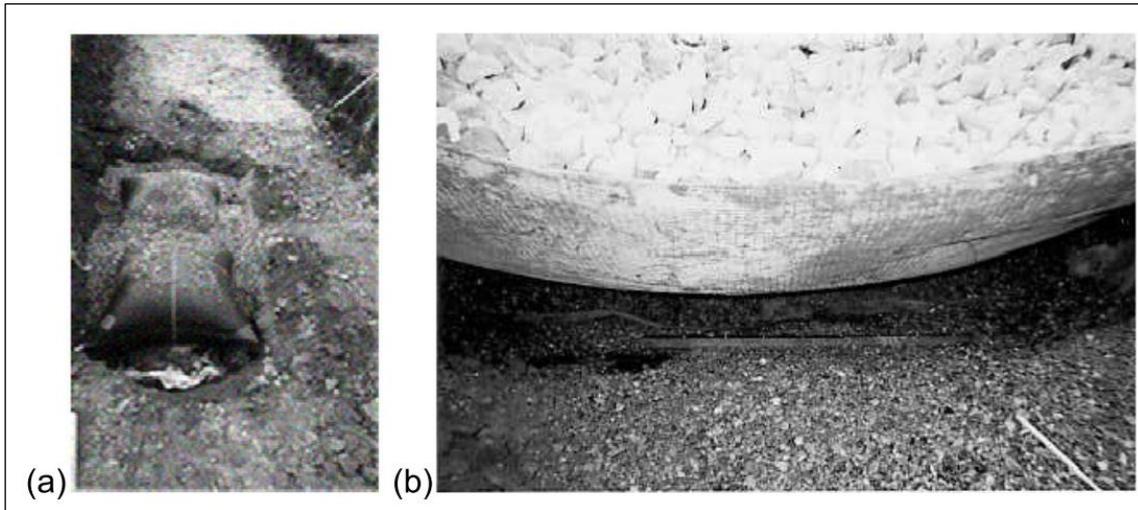


Figure 2-16. Mise en place des ballons de désincarcération (a) déformée du renforcement après extraction des ballons (b) (Briançon *et al.*, 2004)

La Figure 2-17 montre les principaux résultats obtenus par Briançon *et al.*, (2004) en termes de déplacement vertical et de déformation du renforcement.

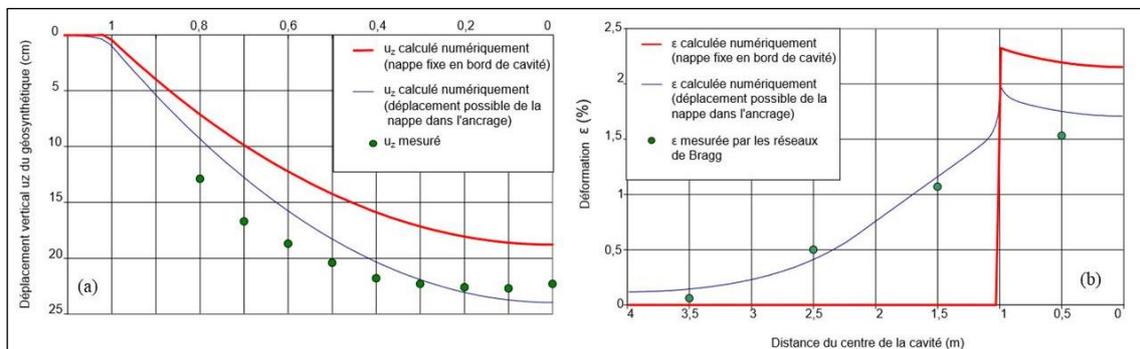


Figure 2-17. Comparaison entre les valeurs mesurées et celles calculées analytiquement pour les déplacements verticaux et les déformations de la nappe géosynthétique (Briançon *et al.*, 2004)

Les mesures par fibres optiques, représentées sur la Figure 2-17 par des points, ont permis de comprendre qu'une longueur d'ancrage minimale est nécessaire pour dissiper par frottement les

tensions dans la nappe géosynthétique. Suite au glissement de la nappe, les valeurs des tensions maximales dans le géosynthétique diminuent également. D'un point de vue pratique, ces expériences ont permis de mettre en évidence un léger glissement de la fibre optique le long du géotextile. La déformation est ainsi moyennée, et la mesure donnée par la fibre optique diffère légèrement de la déformation locale du géotextile. De cette manière, la fibre n'est pas sollicitée d'une manière trop importante et ne se rompt pas.

Les résultats de ces expériences ont permis d'enrichir de manière significative la méthode de dimensionnement analytique développée dans le cadre du projet RAFAEL en prenant en considération les déplacements et la mise en tension progressive de la nappe dans les zones d'ancrage. Les comparaisons présentées sur la Figure 2-17 entre les valeurs mesurées et celles calculées analytiquement pour les déplacements verticaux et les déformations de la nappe géosynthétique montrent la pertinence des développements analytiques proposés.

2.3.5.5 Expérimentation réalisée dans le cadre du projet de recherche GeoInov

Des expérimentations en vraie grandeur ont été réalisées dans le cadre du projet de recherche GeoInov et de la thèse de Huckert (2015) avec l'objectif de représenter au mieux les conditions de formation « naturelles » d'un fontis sous un remblai renforcé par une nappe géosynthétique. Dans ce but, des buses en PEHD (Polyéthylène Haute densité) de 2,2 m de diamètre et 1 m de hauteur ont été installées sous les remblais à tester. Les buses sont munies d'une trappe de vidange et sont comblées par des chambres à air circulaires à diamètres concentriques et par des billes d'argile (Figure 2-18).

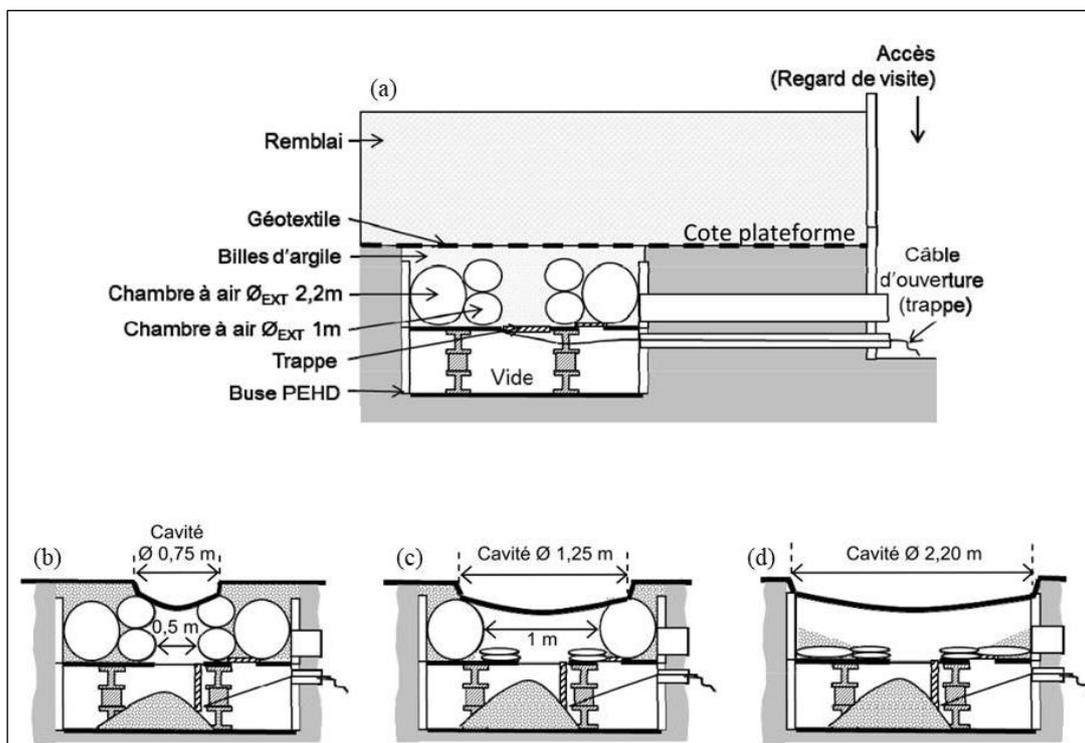


Figure 2-18. Vue en coupe du dispositif expérimental (a), schéma de l'ouverture progressive des cavités pour un diamètre de 0,75 m (b), 1,25 m (c) et 2,2 m (d) (Huckert, 2015)

Après le dégonflement progressif des chambres à air et la vidange des billes d'argile, trois diamètres de cavités différents sont obtenus : 0,75 m, 1,25 m et 2,2 m. La campagne a vu la réalisation de six essais au total (plots 1 à 6). Trois essais (plots 1 à 3) ont été réalisés avec un remblai en grave roulée lavée 20/40 mm d'environ 1 m à 1,10 m d'épaisseur, trois essais (plots 4 à 6) avec un remblai en

grave 0/40 mm traitée à 2% de chaux d'épaisseur 0,35 à 0,40 m. Ces derniers essais seront décrits dans la section 2.4, dédiée au matériau cohésif.

Après l'ouverture des cavités, une procédure de chargement, obtenue par le passage d'une pelle mécanique de 2 t a été réalisée.

Le sol des plots 1 et 2 est renforcé par un géosynthétique en polyéthylène de raideur 2988 kN/m. Dans le but de tester leur efficacité, deux configurations d'ancrage linéaire et en croise ont été réalisées. Un renforcement à mailles ouvertes et ayant un comportement non linéaire avec une raideur initiale de 450 kN/m est utilisé pour le plot 3. Tous les géosynthétiques ont été équipés par des fibres optiques avec des capteurs Bragg afin d'évaluer les déformations.

Un tassement de 14 cm a été observé après l'ouverture de la cavité à un diamètre de 2,2 m pour les plots 1 et 2. Le type d'ancrage (linéaire pour le plot 1 et en croise pour le plot 2) n'a pas eu d'influence significative sur le tassement de surface. Sur le plot 3, pour lequel le géosynthétique a globalement une raideur plus faible, un tassement de surface plus important a été enregistré (27 cm). De plus, une augmentation de la déflexion et de la déformation de la nappe géosynthétique avec le diamètre d'ouverture de la cavité a été observée. La flèche maximale croît de 3 cm à 20 cm pour les plots 1 et 2 et de 5 cm à 34 cm pour le plot 3. Globalement l'étude des déplacements verticaux (tassement et déflexion de la nappe géosynthétique) a montré que l'effondrement du remblai est limité au cylindre de sol situé au droit de la cavité circulaire.

Les déformations maximales sont observées sur les bords de la cavité des plots 1 et 2, avec une valeur de 1,25% à l'ouverture de la cavité de 2,2 m de diamètre. Une diminution progressive des déformations est enregistrée en zone d'ancrage, lorsque l'on s'éloigne de la cavité. Ce phénomène est lié à la dissipation progressive des efforts de traction de la nappe géosynthétique par frottement avec le sol environnant. Lors de la phase de chargement, les mesures par fibres optiques n'ont pas abouti à des résultats pertinents sur les trois plots (déformations supérieures aux valeurs mesurables par le système à fibre optique).

La Figure 2-19 montre l'évolution de contraintes enregistrées par les capteurs de contrainte totale (CPT) mis en œuvre à la base du remblai sous la nappe géosynthétique.

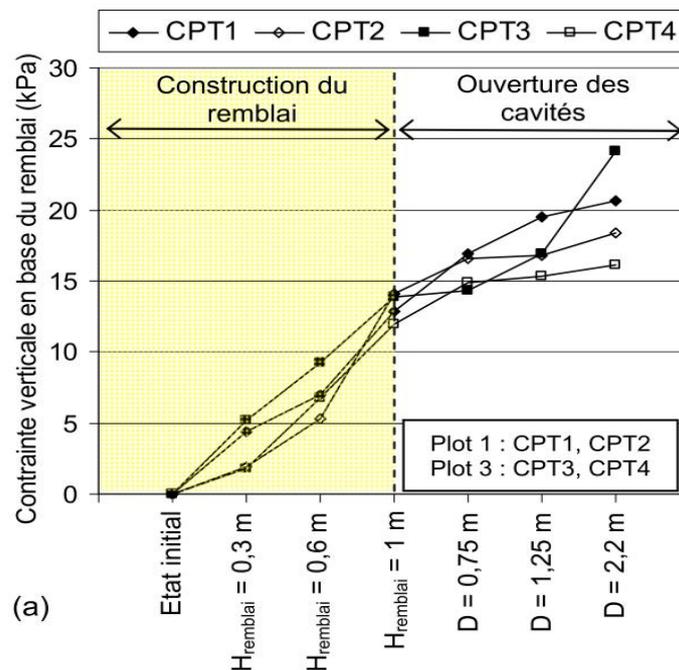


Figure 2-19. Contraintes verticales sous le remblai en grave roulée 20/40 mm des plots 1 et 3 (Huckert, 2015)

La première partie du graphique fait apparaître une augmentation des contraintes verticales avec la construction du remblai (H de 0 m à 1 m). Une contrainte verticale de 15 kPa est mesurée en fin de construction, valeur qui reste proche de la valeur théorique de 15,6 kPa correspondant à la contrainte initiale liée au poids propre du matériau de remblai (hauteur de sol de 1,1 m avec un poids volumique de 15,5 kN/m³). La deuxième partie du graphique montre un accroissement de la valeur de la contrainte verticale en fonction du diamètre d'ouverture de la cavité (diamètre de 0,75 m à 2,2 m). Les différentes valeurs enregistrées par les capteurs sont à attribuer à leur positionnement par rapport à la cavité.

Les résultats expérimentaux observés dans cette campagne expérimentale ont également permis de valider les formules analytiques de la méthode proposée par Briançon *et al.*, (2008) (section 2.3.4.1). En effet, les déflexions analytiques de la nappe géosynthétique pour une cavité de 2,2 m de diamètre qui ont été obtenues analytiquement sont du même ordre de grandeur que les valeurs expérimentales.

2.4 Comportement d'un remblai cohésif renforcé lors de l'ouverture d'une cavité

2.4.1 Généralités sur les sols cohésifs

Pour étudier le comportement des remblais cohésifs renforcés sur cavité, il est nécessaire de définir les propriétés physiques des sols cohésifs et de préciser leurs comportements.

En règle générale, les sols sont des matériaux naturels très complexes qui peuvent être classifiés en fonction du diamètre de leurs grains (Schlosser, 1988, Figure 2-20). Les différences de forme et de diamètre des grains sont consécutives à la genèse du sol. Sauf cas particuliers, les sols résultent de la désagrégation des roches en particules de différentes tailles. Si la désagrégation est mécanique, les grains ont une forme plus ou moins arrondie ; si la désagrégation est due à une altération chimique, les particules sont très fines (généralement leur diamètre est inférieur à 2 μ m).

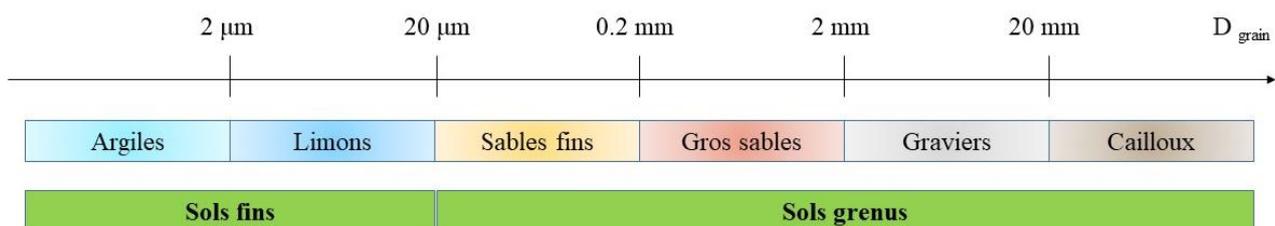


Figure 2-20. Taille des grains en fonction des différents types de sols (Schlosser, 1988)

L'ensemble des particules solides de tailles différentes est appelé « ossature solide ». L'espace entre les grains peut être entièrement occupé par de l'eau (sol complètement saturé) ou par un mélange d'air, de vapeur d'eau et d'eau (sol partiellement saturé). La Figure 2-21 illustre la situation réelle et le schéma classique adopté pour définir les propriétés physiques du sol : poids spécifique, densité, teneur en eau, porosité etc.

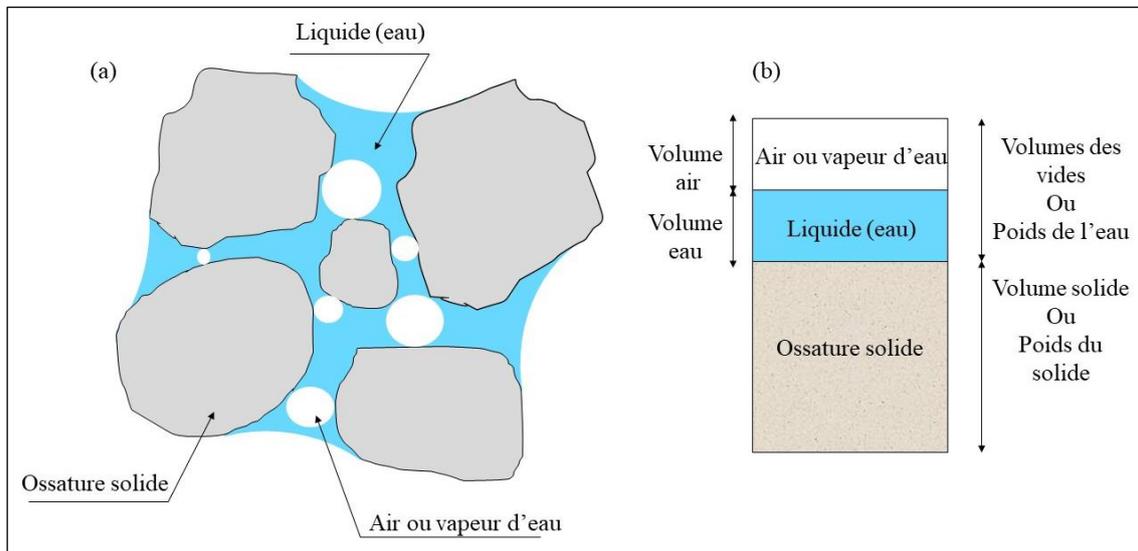


Figure 2-21. Représentation d'un échantillon de sol : situation réelle (a), schéma d'analyse des propriétés physiques (b)

La quantité d'eau présente dans le sol est liée à la taille, à la forme des grains et à leur agencement. Les sols grenus sont constitués de particules dont la taille D est supérieure à $20 \mu\text{m}$ (Figure 2-20) généralement de forme arrondie (plutôt sphérique) ne permettant pas de piéger le liquide entre les particules ; en revanche les sols fins ont des particules plus petites ($D \leq 20 \mu\text{m}$) et une forme de disque plat qui leur permet de s'accoler les uns aux autres et de retenir le liquide dans l'espace libre entre les particules. Lorsque l'eau est emprisonnée entre les grains, un lien entre les grains, qui s'apparente à de la « cohésion » est créé.

La cohésion dans les sols peut avoir différentes natures (Delenne, 2002) :

- La cimentation, phénomène dû à des liaisons chimiques entre grains résultants de dépôts de carbonates, de silice, d'alumine, d'oxyde de fer ou de composés organiques ;
- Forces capillaires (la combinaison des effets hydrophiles du sol et des propriétés de tension superficielle de l'eau produit une attraction entre grains dans les sols non saturés) ;
- Liaison covalente, phénomène présent dans les particules d'argile ;
- Phénomène d'association dû à des liaisons hydrogène, les grains absorbent les particules d'eau contribuant à la formation de la cohésion entre les feuillets ;
- Phénomènes d'interaction électromagnétique (forces de Van der Waals).

La cohésion permet à un échantillon d'être stable (sous faible sollicitation) sans aucun confinement. La théorie de Mohr-Coulomb (équation (2. 35)) donne un sens mathématique à la cohésion à partir des essais triaxiaux en compression et en extension.

$$\tau = \pm(C + \sigma * \tan(\varphi)) \quad (2. 35)$$

Comme le montre la Figure 2-22, la droite tangente à tous les cercles représente le domaine de rupture. La loi mathématique (2. 35) du domaine de rupture (Figure 2-22) est exprimée en fonction des deux paramètres de résistance au cisaillement : la cohésion C et l'angle de frottement φ . Lorsqu'un sol n'est pas cohésif, le paramètre C est nul.

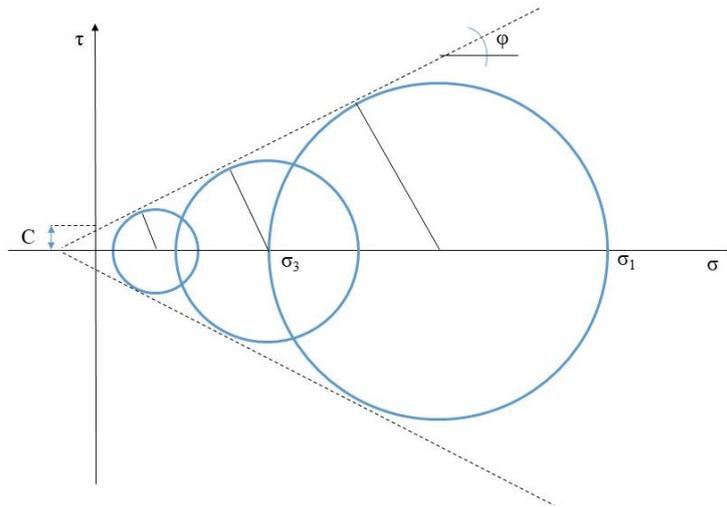


Figure 2-22. Cercles de Mohr-Coulomb

2.4.2 Formulations analytiques du dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavité dans le cas d'un sol de remblai cohésif (Huckert, 2015)

Les observations déduites des campagnes expérimentales en vraie grandeur et à échelle réduite montrent que le mécanisme de rupture d'un sol cohésif est complètement différent de celui d'un sol granulaire. Pour cette raison, les méthode d'analyse proposées pour les sols granulaires (section 2.3.4) ne sont pas applicables aux sols cohésifs.

Le dimensionnement de la nappe géosynthétique, tel que proposé par Huckert (2015), est basé sur les observations issues du projet GeoInov (section 2.4.3.2). Lors de cette campagne, il a été observé qu'un chargement important en surface conduit à une rupture brutale du remblai, les blocs effondrés après la rupture ont une action ponctuelle sur la nappe géosynthétique ce qui se traduit par un aplatissement de la nappe dans l'axe de la cavité. Sur cette base, le principe de la méthode analytique est de représenter l'action du bloc effondré sur la nappe (supposé rigide et indéformable) par deux forces ponctuelles $p+p=2p$ (Figure 2-23). Une bande géosynthétique de faible largeur, centrée sur la cavité et orientée dans la direction de renforcement est considérée.

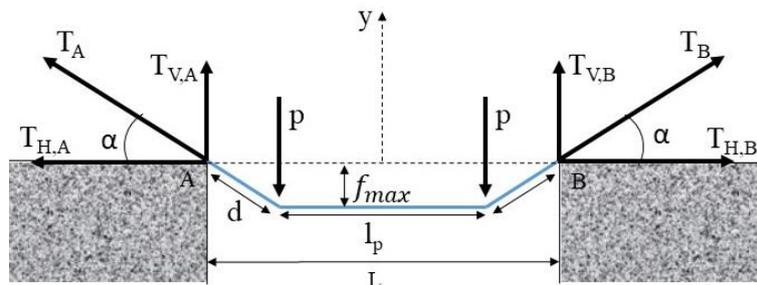


Figure 2-23. Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique (Huckert, 2015)

L'équilibre des efforts horizontaux conduit à l'expression (2. 36).

$$T_{H,A} = T_{H,B} = T_H \quad (2. 36)$$

Pour pouvoir déterminer la tension horizontale T_H , il faut résoudre l'équation (2. 37). Comme pour le cas d'un sol granulaire, elle prend en compte le glissement et la mise en tension du renforcement géosynthétique dans son ancrage et le comportement en membrane de la portion de nappe située au-dessus de la cavité.

$$U_B + \int_{x=0}^{x=L/2} \delta s - L/2 = \int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \delta s \quad (2. 37)$$

Avec U_B négatif et :

$$\int_{x=0}^{x=L} \delta s = l_p/2 + d - L/2 \quad (2. 38)$$

$$= \left(\sqrt{1 + \tan^2 \alpha} - 1 \right) (L/2 - l_p/2)$$

Et :

$$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \delta s = \int_{x=0}^{x=L/2} \frac{T_H}{J} \left[1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right] dx \quad (2. 39)$$

L'intégrale qui permet de calculer les déformations de la nappe (2. 39) peut se scinder en deux composantes : la première est définie sur la longueur de nappe comprise entre le centre de la cavité et le point où la force P est appliquée (2. 40), l'autre entre le point d'application de la force P et le bord de la cavité (2. 41).

$$\int_{x=0}^{x=l_p/2} \varepsilon(x) \delta s = \frac{T_H}{J} l_p/2 \quad (2. 40)$$

$$\int_{x=l_p/2}^{x=L/2} \varepsilon(x) \delta s = \frac{T_H}{J} (1 + \tan^2 \alpha) (L/2 - l_p/2) \quad (2. 41)$$

L'expression (2. 39) se met sous la forme :

$$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \delta s = \frac{T_H}{J} \left[(1 + \tan^2 \alpha) (L/2 - l_p/2) + l_p/2 \right] \quad (2. 42)$$

L'équilibre de la composante verticale des tensions s'écrit :

$$T_{V,A} + T_{V,B} = 2p \quad (2.43)$$

Soit :

$$T_{V,A} = T_{V,B} = p \quad (2.44)$$

Une relation trigonométrique conduit à l'expression (2.45) en considérant l'équilibre des efforts horizontaux (2.36) et verticaux (2.44).

$$\tan(\alpha) = \frac{T_{V,A}}{T_{H,A}} = \frac{T_{V,B}}{T_{H,B}} = \frac{p}{T_H} \quad (2.45)$$

Le terme $\tan(\alpha)$ peut être introduit dans l'expression (2.42) pour obtenir l'expression (2.46).

$$\int_{x=0}^{x=L/2} \varepsilon(x) \delta s = \frac{T_H}{J} \left[\left(1 + \left(\frac{p}{T_H} \right)^2 \right) (L/2 - l_p/2) + l_p/2 \right] \quad (2.46)$$

Si l'on remplace les expressions (2.38) et (2.46) dans l'équation (2.37) on obtient l'expression (2.47). Elle permet le calcul de T_H .

$$U + \left(\sqrt{1 + \left(\frac{p}{T_H} \right)^2} - 1 \right) (L/2 - l_p/2) = \frac{T_H}{J} \left[\left(1 + \left(\frac{p}{T_H} \right)^2 \right) (L/2 - l_p/2) + l_p/2 \right] \quad (2.47)$$

Une fois que la tension T_H est déterminée, il est possible de définir en totalité le comportement mécanique du géosynthétique en utilisant les expressions (2.48), (2.49) et (2.50).

$$f_{max} = \frac{p}{T_H} (L/2 - l_p/2) \quad (2.48)$$

$$T_A = T_{max} = T_H \sqrt{1 + \left(\frac{p}{T_H}\right)^2} \quad (2. 49)$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{T_{max}}{J} \quad (2. 50)$$

2.4.3 Expérimentations d'effondrement de cavité en vraie grandeur mettant en œuvre un sol de remblai cohésif

2.4.3.1 Expérimentation réalisée dans le cadre du projet de recherche RAFAEL

La deuxième campagne du projet RAFAEL fait suite à celle conduite en 1997 et se distingue de la première par la mise en œuvre de remblais d'épaisseur plus faible et par l'utilisation de différents types de sols :

- un sable 0/5 mm partiellement concassé, silico-calcaire du Val de Seine ayant une masse volumique apparente sèche de 1,7 t/m³, une teneur en eau de 4,6%, une cohésion apparente de 9 kPa et un angle de frottement de 36,2 ;
- un ballast, ayant une granulométrie de 25/50 mm, fortement dilatant ;
- un limon, peu plastique, ayant une masse volumique sèche de 1,8 t/m³, une teneur en eau de 15 %, et un indice de plasticité de 8 ;

Les remblais ont été compactés en trois couches. Les hauteurs de remblai varient de 86 cm à 110 cm pour les trois matériaux utilisés. Les remblais ont été compactés suivant les cas par le passage répété d'un chargeur sur pneus, par deux passes de plaque vibrante ou par quatre passes de rouleau vibrant « tandem ». Deux types de nappes géosynthétiques ont été utilisés pour renforcer le remblai. Le premier renforcement (utilisé pour le sable et le limon) a une résistance à la traction de 100 kN/m et une raideur sécante à 2,5 % de déformation de 1052 kN/m. Le deuxième renforcement (utilisé pour le ballast) a une résistance à la traction de 400 kN/m et une raideur sécante à 2,5% de déformation de 4800 kN/m. Le schéma de la Figure 2-24 présente le dispositif utilisé pour l'expérimentation.

L'ouverture de la cavité a été obtenue par libération de la pression des vérins hydrauliques positionnés sous une plaque mobile. La déflexion de la nappe est mesurée par des capteurs de déplacement à câble.

Les essais ont permis de mettre en évidence les spécificités liées à chaque type de sol utilisé:

- Pour le remblai constitué de sable humide (présentant une cohésion apparente de 9 kPa), l'effondrement du sol se produit en bloc et une déflexion de la nappe très importante est observée quand le rapport H/L est inférieur à 0,5 ;
- Pour le remblai constitué de ballast, le caractère fortement dilatant du matériau a engendré un effondrement plus progressif et les déplacements en surface restent fortement limités ;
- Pour le remblai constitué de limon, la cohésion donnée par les particules fines a donné une résistance en flexion au remblai qui a fortement influencé son mode de déformation qui est semblable à celui d'une poutre en flexion, posée en travers de la cavité.

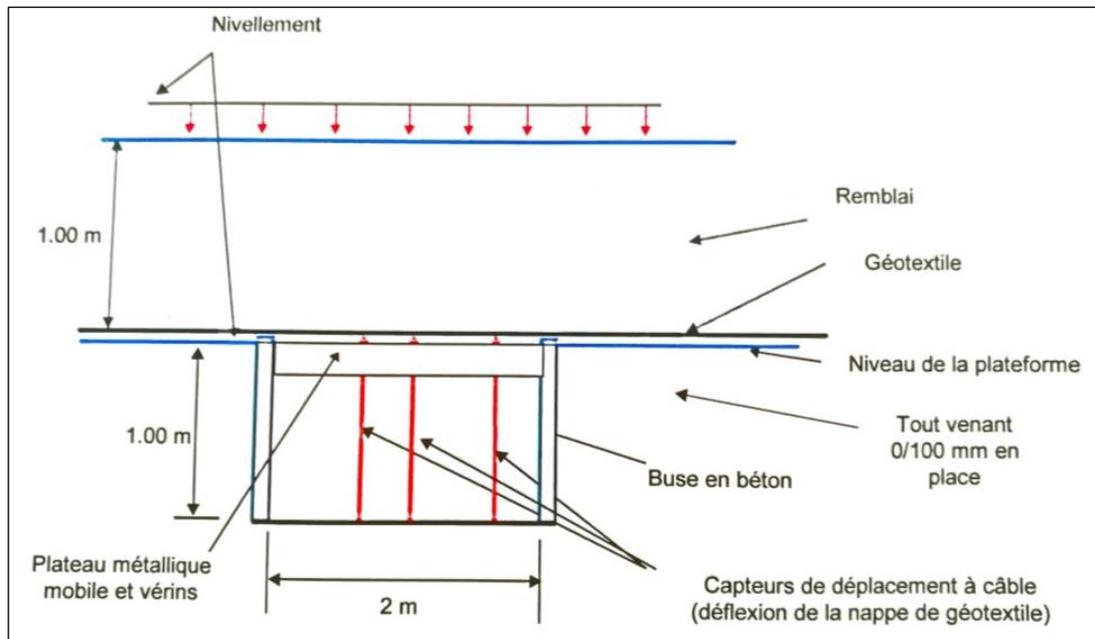


Figure 2-24. Schéma du dispositif utilisé pour l'exécution des essais du projet RAFAEL II (1999)

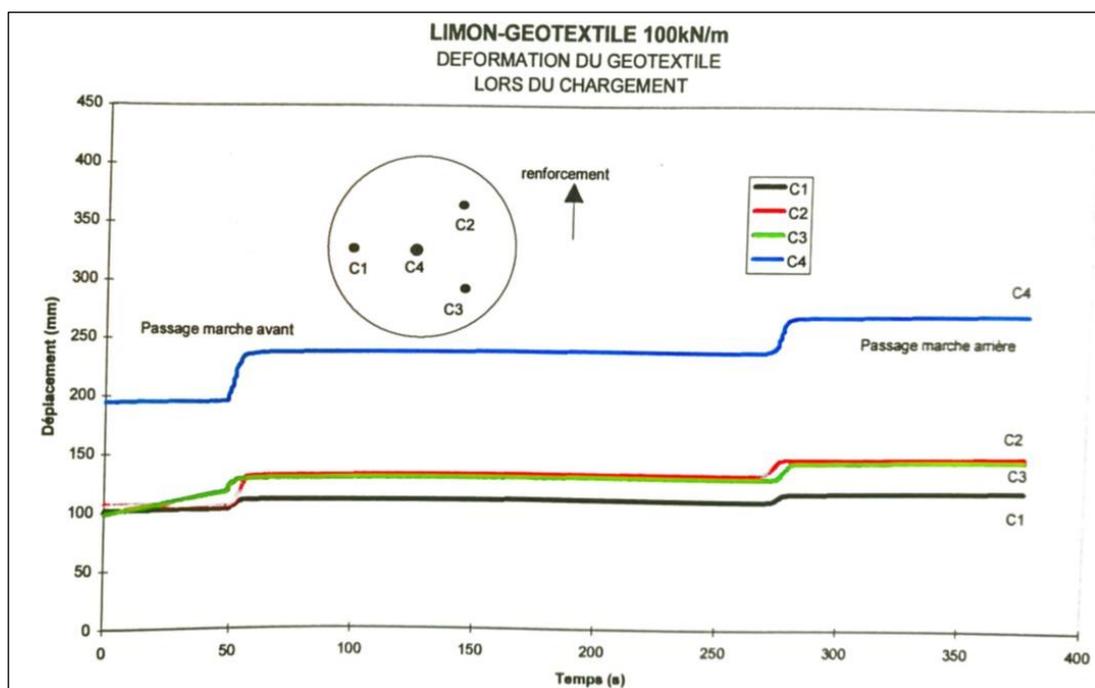


Figure 2-25. Déformation de la nappe géosynthétique pour le limon, lors de la phase de chargement, Projet RAFAEL II (1999)

Par ailleurs, ces essais ont permis d'observer que le chargement réalisé (circulation d'un véhicule) accroît la déformation du géotextile sans qu'il arrive à la rupture. Une « post-déformation » dans le temps du géotextile est enregistrée pour l'ensemble des sols utilisés, avec cependant des valeurs qui restent plus importantes pour le limon. Un graphique de la déformation du géosynthétique (déplacement par unité de longueur) avec le temps dans le cas du sol limoneux est présenté en Figure 2-25. Quatre capteurs de déformation sont installés dans la cavité (C1, C2, C3 et C4) ; le capteur C4 (centre de la cavité) enregistre la valeur maximale et l'accroissement le plus important de la déformation.

2.4.3.2 Expérimentation réalisée dans le cadre du projet de recherche GeoInov

Une campagne expérimentale plus récente mettant en œuvre un sol cohésif est celle réalisée, dans le cadre du projet de recherche GeoInov, par Huckert (2015). Décrite dans la section 2.3 en ce qui concerne les sols granulaires, la campagne a été enrichie par trois autres essais (plots 4, 5 et 6) qui mettent en œuvre des remblais cohésifs d'environ 0,34 m et 0,4 m d'épaisseur constitués de grave 0/20 mm traités à 2% de chaux. Le sol a un poids volumique apparent de 18 kN/m^3 , une cohésion de 28 kPa et un angle de frottement de 37° .

Le plot 4 a été renforcé par un géotextile en polyéthylène (raideur de 2988 kN/m à 3% de déformation). Le plot 5 n'est pas renforcé à des fins comparatives (analyse du comportement du sol traité sans aucun renforcement à l'ouverture de la cavité). Le plot 6 est constitué d'un remblai renforcé par un géotextile en polypropylène ayant une raideur en traction de 3746 kN/m à 3% de déformation. Les cavités ont un diamètre de 2,2 m. Les géosynthétiques ont été équipés par des fibres optiques munies de réseaux de Bragg afin d'évaluer les déformations.

D'une manière générale, les essais complémentaires de la campagne expérimentale, avec le sol traité, ont permis de comprendre les principales différences de comportement entre un remblai en sol granulaire et le comportement d'un sol cohésif. Dans le cas du sol cohésif en grave traitée à la chaux, le mécanisme d'effondrement est radicalement modifié : à l'ouverture de la cavité, aucun déplacement significatif en surface n'est perceptible et la couche de sol se comporte comme une dalle en flexion pontant la cavité. Lorsque le sol est sollicité par une charge en surface, une rupture brutale se produit, on observe principalement un effondrement en blocs de la couche de sol cohésive sur le plot 4 pour une charge de 1,7 t (Figure 2-26).

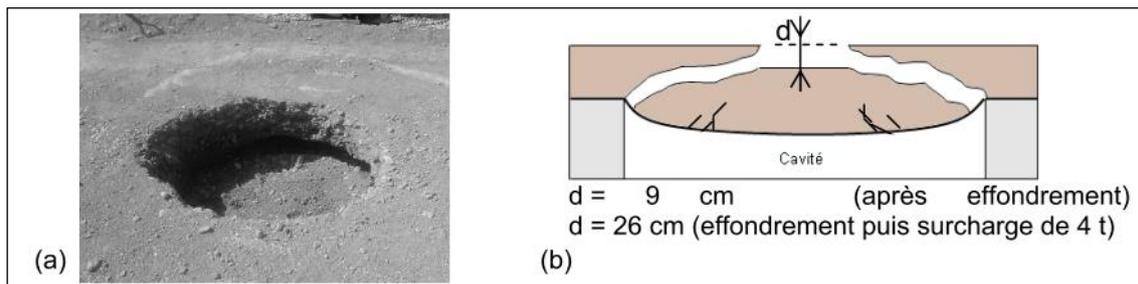


Figure 2-26. Géométrie de la rupture de la couche de sol traité après application d'une surcharge, Effondrement type (a) et coupe schématique sur le plot 4 (b) (Huckert, 2015)

Un tassement de surface, mesuré manuellement avec une règle, a été estimé à 9 cm. Après l'effondrement, la couche a été rechargée jusqu'à 4 t. Une augmentation très significative du tassement de surface jusqu'à une valeur de 26 cm est constatée. Aucune mesure n'a été prise sur le plot 6.

A l'ouverture de la cavité, un décollement de la nappe géosynthétique avec le sol de remblai de l'ordre de 2 à 3 cm est observé sur le plot 4 consécutivement au poids propre de la nappe et à la formation d'un vide sous-jacent. Suite à l'effondrement de la couche de sol traité lors du chargement, un accroissement du déplacement vertical de la nappe d'environ 6 à 7 cm est enregistré. Lorsque la couche de sol est sollicitée par une charge additionnelle de 4 t, un déplacement de l'ordre de 25 à 30 cm est obtenu sur le plot 4. Des valeurs légèrement inférieures ont été enregistrées sur le plot 6 du fait d'une raideur de la nappe plus élevée par rapport au plot 4.

Les observations faites sur les déformations enregistrées par les capteurs Bragg restent qualitatives à cause de l'espacement important entre les points de mesures sur les fibres. Après la vidange de la cavité les déformations restent très faibles (léger décollement de la membrane avec le sol de remblai). L'effondrement du sol induit des déformations homogènes au bord de la cavité et dans la zone d'ancrage adjacente. Le frottement entre le sol effondré et la nappe restreint les déformations dans la

partie centrale de la cavité. Lorsque la couche de sol est sollicitée à nouveau, une augmentation de la déformation au bord de la cavité et une mobilisation progressive de l'ancrage est observée. L'allure des déformations de la nappe géosynthétique (différente de celle observée dans le cas d'un matériau granulaire) permet de faire l'hypothèse d'une distribution non uniforme des contraintes agissant sur le géosynthétique, localement plus élevées au niveau du bord de la cavité.

Un des objectifs de la campagne expérimentale était de faire évoluer les méthodes de dimensionnement existantes pour le sol granulaire en prenant en compte le caractère cohésif du sol. Ainsi, Huckert (2015) a proposé une nouvelle procédure de dimensionnement de la nappe géosynthétique pour les remblais en sol cohésif (section 2.4.2). Toutefois, les résultats expérimentaux observés dans cette campagne expérimentale ne sont pas suffisants à la compréhension complète du comportement à la rupture d'un sol cohésif renforcé par une nappe géosynthétique lors de l'ouverture de cavité sous-jacente.

2.4.4 Expérimentations d'effondrement de cavité à échelle réduite mettant en œuvre un sol de remblai cohésif

Dans le contexte des sols cohésifs renforcés par nappe géosynthétique et soumis à un effondrement localisé, la modélisation à échelle réduite permet d'analyser des situations complexes grâce à la réduction de la taille et à la simplicité et à la facilité d'exécution des essais. Une analyse paramétrique détaillée est également possible en multipliant le nombre d'essais.

2.4.4.1 Expérimentation réalisée par Viana *et al.*, (2002)

Les essais à échelle réduite menés par Viana *et al.*, (cité par Potts, 2007) ont été réalisés dans une cuve en acier de 1,5 m de longueur, 0,7 m de largeur et 0,5 m de profondeur. A la base de la cuve et en son centre, une trappe de 0,10 m de large par 0,65 m de longueur a été réalisée pour simuler l'ouverture d'une cavité. Un géosynthétique a été disposé au fond de la cuve, puis recouvert d'une couche de sol de remplissage compactée. Un rapport $H/D = 5$ a été retenu. Deux matériaux de remplissage ont été utilisés : un sable et un mélange de 75 % de sable fin et 15 % d'argile. Aucune différence de comportement entre les deux types de sol n'a été souligné par Potts (2007). La trappe a été abaissée avant que la couche de remplissage ne soit mise en œuvre. Après le remplissage de la cuve, le sol en surface a été chargé à l'aide d'un coussin gonflable. Le fond de la cuve a été équipé de cellules de contraintes verticales. Lors de l'essai, Viana *et al.*, ont constaté que la déformation du géosynthétique se produisait principalement pendant la mise en place des deux ou trois premières couches du matériau de remplissage et ce quel que soit le type de sol, et qu'elle évoluait peu par la suite pendant le chargement. Cela suggère le développement, après la mise en place des deux ou trois premières couches de sol, d'une arche de sol capable de supporter le poids du matériau additionnel et de la surcharge. La forme déformée du géosynthétique s'est avérée très bien approchée par une parabole.

2.4.4.2 Expérimentation dite « à la trappe » réalisée par Hassoun (2019)

Une campagne expérimentale, portant sur les sols cohésifs renforcés par nappe géosynthétique et soumis à un effondrement localisé, a été réalisée récemment par Hassoun (2019). Ces résultats sont présentés en détail dans ce chapitre car ils nous ont permis de valider le travail de modélisation numérique effectué pendant la thèse. De plus, pour compléter cette base de données expérimentales,

nous avons réalisé, avec le même dispositif expérimental, des essais complémentaires avec des matériaux cohésifs mis en œuvre à différentes teneurs en eau.

La modélisation à l'échelle réduite effectuée ne respecte pas strictement les conditions de similitude parce que le système a été modélisé sous gravité terrestre. Les contraintes qui se produisent ne sont donc pas les contraintes réelles. Par conséquent, les résultats obtenus se limiteront à une analyse qualitative des phénomènes physiques propres à l'interaction sol-géosynthétique suite à l'apparition d'une cavité.

Le dispositif expérimental (Figure 2-27) est une boîte parallélépipédique dont les dimensions dans le plan horizontal sont de 1 m de long et 0,4 m de large. Les parois de la boîte sont constituées de panneaux de bois de 12 mm d'épaisseur. La paroi avant est transparente (plexiglas de 5 mm d'épaisseur) pour permettre l'acquisition d'informations visuelles sur la déformation du renforcement géosynthétique et sur la façon dont l'effondrement du sol se produit. Pour remplir les conditions de déformation 2D, les parois verticales de la boîte sont renforcées par un cadre en acier et recouvertes d'une double couche de film plastique mince et de graisse.

Pour simuler la formation de la cavité, une trappe de 0,20 m de largeur, positionnée au centre et sur toute la largeur de la cuve, est abaissée à vitesse constante. Le même dispositif expérimental a été utilisé par Chevalier (2008) puis par Hassoun (2019) pour analyser les mécanismes de transfert de charge dans les couches de sol granulaires.



Figure 2-27. Appareil expérimental utilisé par Hassoun (2019)

Pour les essais présentés dans ce chapitre, un matériau naturel cohésif a été utilisé. Il s'agit d'un sable argileux prélevé sur le site de Verneuil-en-Halatte près de Paris. Le poids volumique du sol sec est $\gamma_d = 13,8 \text{ kN/m}^3$ et la teneur en eau w de 15%. 97,8% des particules du sable ont un diamètre inférieur à 2 mm.

Le comportement du sol a été caractérisé par des essais triaxiaux, en particulier trois essais de compression triaxiale de type UU (non consolidés – non drainés). Ce choix est justifié car pendant les essais réalisés, les sollicitations sont appliquées rapidement en comparaison à la perméabilité du sol.

Les essais triaxiaux ont été réalisés avec des contraintes de confinement de 0 kPa, 10 kPa et 20 kPa. Ces valeurs ont été choisies afin de tester les échantillons dans des conditions de contraintes similaires à celles observées dans la cuve du modèle à la trappe. Compte tenu des valeurs relativement faibles des contraintes de confinement, la contrainte radiale, donnée par la rigidité de la membrane en latex utilisée pour les essais triaxiaux, apporte une contribution supplémentaire autour de l'échantillon qui

sera supposée négligeable. Les paramètres de résistance maximale déduits des essais de compression triaxiale UU sont : un angle de frottement $\varphi=35^\circ$ et une cohésion $C = 5,5 \text{ kPa}$ (Figure 2-28).

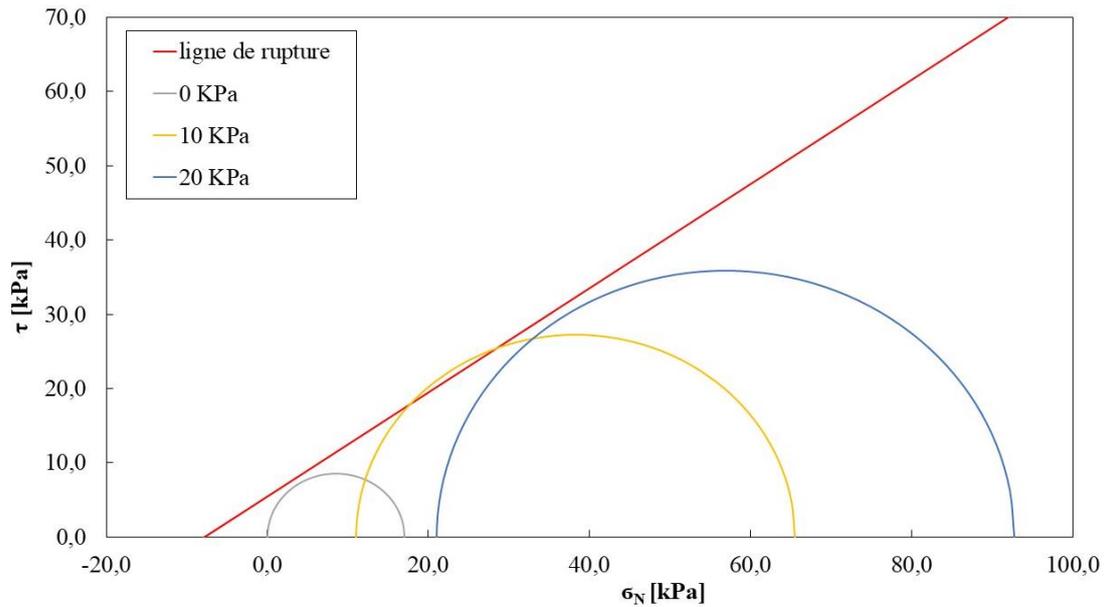


Figure 2-28. Résultats des essais triaxiaux et ligne de rupture dans le plan de Mohr-Coulomb

Le renforcement géosynthétique est modélisé par une membrane élastique en caoutchouc de 2 mm d'épaisseur, valeur nécessaire pour suivre les déplacements de la membrane par corrélation d'images (DIC). Le comportement de la membrane peut être considéré comme isotrope, comparativement à une nappe géosynthétique réelle. Sa résistance en traction a été déterminée en suivant la norme NF EN ISO 10319 (2015). Trois éprouvettes de 20 mm de large et 40 mm de longueur ont été sollicitées en traction. Les essais ont été réalisés à une vitesse constante de 5 mm/min. Les courbes de la Figure 2-29 montrent que la membrane a un comportement élastique non linéaire. Le comportement mécanique de l'interface sol / membrane a été caractérisé à partir d'essais de cisaillement direct selon la norme NF EN ISO 12957-1 (2005). Des valeurs de contraintes de confinement faibles de 3 kPa, 5 kPa et 7 kPa ont été adoptées (valeurs similaires à celles des expérimentations à la trappe). Les paramètres de résistance au cisaillement sont un angle de frottement sol/membrane $\varphi=26^\circ$ et une cohésion apparente $C = 1 \text{ kPa}$.

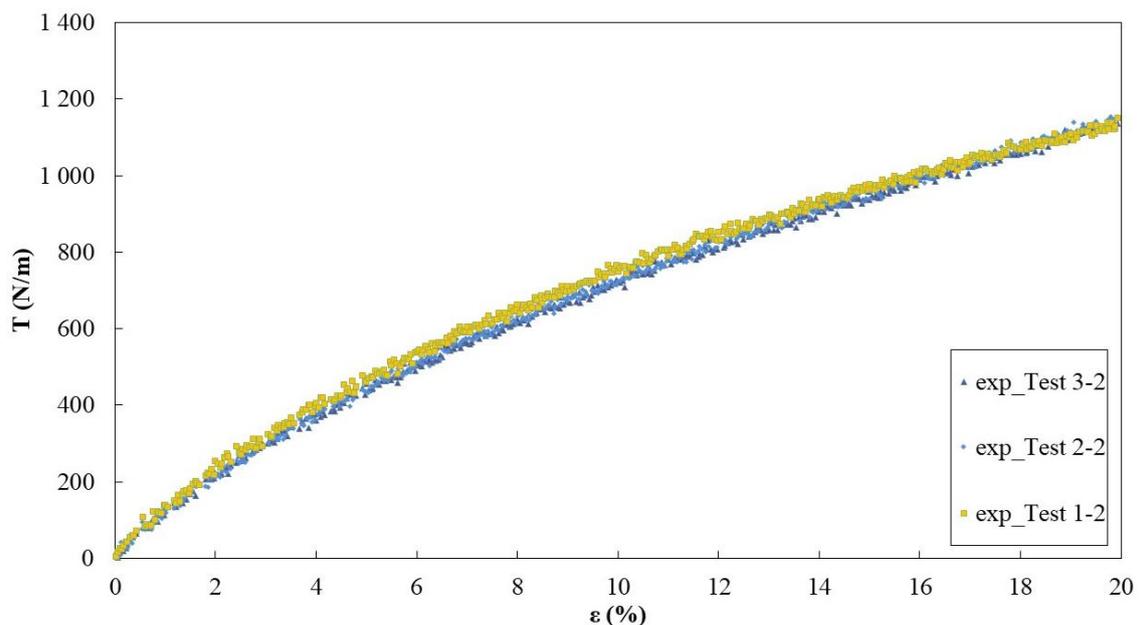


Figure 2-29. Courbe tension-déformation des essais de traction effectués sur la membrane élastique

Deux types d'essais à la trappe ont été réalisés : sans et avec renforcement géosynthétique. Pour chaque type d'essais, trois hauteurs différentes pour la couche de sol ont été testées : 5, 10 et 15 cm. Le remblai a été compacté par couches de 5 cm d'épaisseur à l'aide d'une dame de compactage. L'état de densité est vérifié en considérant la hauteur finale de la couche après compactage. En l'absence de renforcement géosynthétique, le sol a été mis directement en contact avec le fond de la cuve. Pour les cas renforcés, le sol est placé sur la membrane élastique qui repose sur la base rigide de la cuve du modèle, sans ancrage particulier et donc maintenue uniquement par le poids propre du sol sus-jacent.

Pour ouvrir une cavité sous la couche de sol, la trappe descend verticalement à une vitesse constante de 0,016 m/s. Une fois que la trappe est abaissée complètement, le remblai est chargé jusqu'à sa rupture par des barres de chargement positionnées dans l'axe de la cavité.

Les essais ont permis de comprendre, même si ce n'est que partiellement, les mécanismes de rupture d'une couche de sol cohésif lors d'un effondrement localisé. Les résultats sont analysés à l'aide d'une technique de corrélation d'images numériques, grâce au logiciel VIC2D.

Pour les trois épaisseurs de la couche de sol (5 cm, 10 cm et 15 cm), en présence ou en l'absence de la nappe géosynthétique, lorsque la trappe descend pour simuler l'ouverture de la cavité, la couche de sol se comporte comme une poutre rigide parfaitement stable (pas de fissuration visible). Un léger décollement de la membrane avec la couche de sol (flèche maximale de l'ordre de 7 mm) est observé pour les 3 essais (Figure 2-30). La cohésion du sol assure la stabilité au remblai qui est sollicité en flexion.

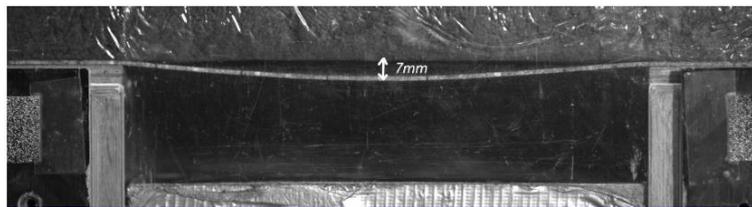


Figure 2-30. Décollement de la nappe géosynthétique sous son poids propre après l'abaissement de la trappe et avant les essais de chargement en surface (Hassoun, 2019)

Après l'abaissement de la trappe, la couche de sol a été chargée progressivement jusqu'à la rupture. Des charges respectivement de 44 N, 195 N et 295 N ont été nécessaires pour obtenir la rupture des couches de sol d'épaisseur 5 cm, 10 cm et 15 cm, sans et avec renforcement.

Pour les essais réalisés sans renforcement, un effondrement brutal a été obtenu (Figure 2-31). La géométrie des blocs de sol effondrés a permis de localiser deux plans de rupture inclinés situés de part et d'autre de la trappe. Des angles de rupture φ_R respectivement de l'ordre de 32°, 53° et 61° par rapport à l'horizontale pour des épaisseurs de la couche de sol de 5 cm, 10 cm et 15 cm ont pu être déterminés.

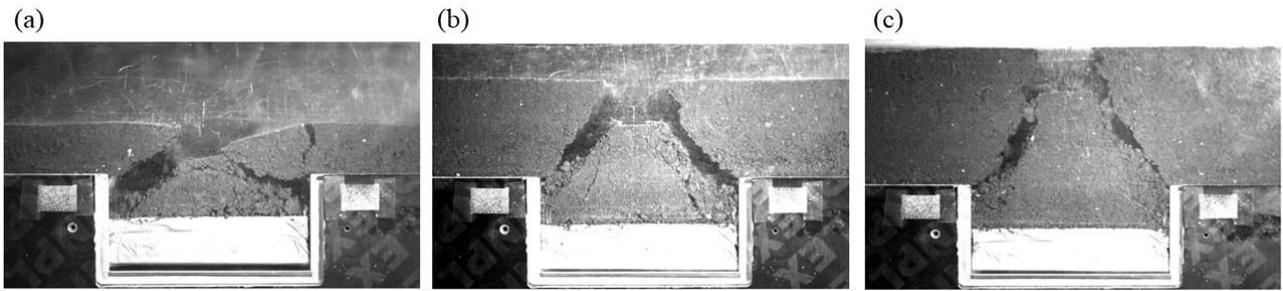


Figure 2-31. Effondrement de la couche de sol cohésif non renforcé, H=5 cm (a), H=10 cm (b), H=15 cm (c) (Hassoun, 2019)

Le mécanisme d'effondrement obtenu en présence du renforcement est sensiblement différent de celui observé dans le cas sans la membrane élastique : une rupture progressive remplace un effondrement rapide, la couche de sol se déstructure en blocs qui entrent en contact avec la nappe en quelques points spécifiques. Les lignes de rupture définissant la zone d'effondrement ont une inclinaison φ_R de 38° , 54° , et 57° avec l'horizontale pour les trois épaisseurs de sol considérées. Sous l'action des blocs effondrés, la nappe se déforme en présentant une géométrie aplatie en son centre et une forme rectiligne vers les bords et ce pour les trois épaisseurs de la couche de sol (Figure 2-32, Figure 2-33 et Figure 2-34).



Figure 2-32. Essai avec renforcement, H= 5 cm (Hassoun, 2019)

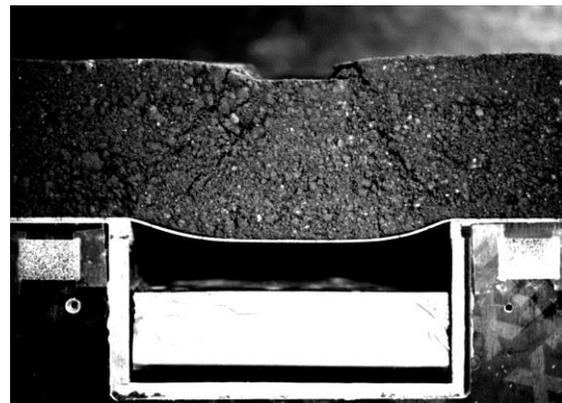


Figure 2-33. Essai avec renforcement, H= 10 cm (Hassoun, 2019)

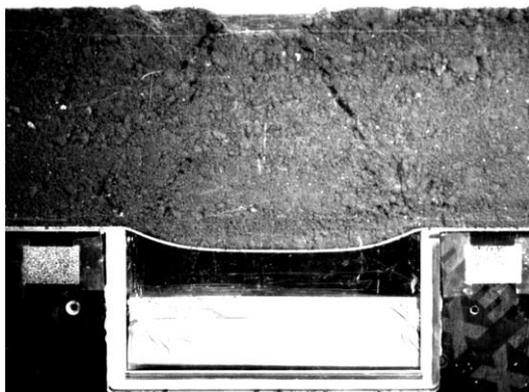


Figure 2-34. Essai avec renforcement, H= 15 cm (Hassoun, 2019)

La Figure 2-35 présente les déformations de la membrane au-dessus de la cavité et dans les zones d'ancrage, déduites des mesures par corrélation d'images. Hassoun a montré que pour l'essai avec une épaisseur de 5 cm, les valeurs de déformation de la membrane restent relativement uniformes sur toute la largeur de la cavité avec une valeur moyenne de 1,4%. Ce mécanisme est lié au glissement de la membrane de renforcement dans la zone d'ancrage pour laquelle la contrainte de confinement est très faible (épaisseur de la couche de sol de 5 cm) et insuffisante pour équilibrer par frottement les tensions générées dans le renforcement. Le glissement de la membrane peut être observé également dans les zones d'ancrage où les déformations ne sont pas nulles et diminuent progressivement jusqu'à une valeur limite de 0,5%. Un déplacement horizontal de l'ordre de 1,25 mm a été mesuré de chaque côté au bord de la cavité.

Pour les épaisseurs de sol de 10 cm et 15 cm, les déformations aux bords de la cavité sont plus importantes (2,5% au maximum) comparativement à celles mesurées au centre où la valeur reste constante (1,7% environ) même après l'application de la surcharge.

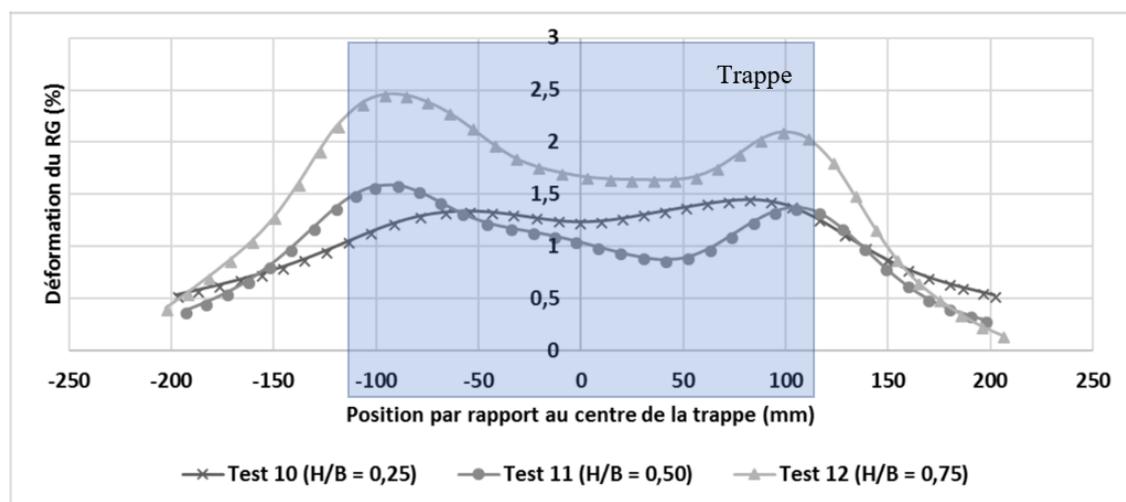


Figure 2-35. Distribution des déformations suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour les tests avec des épaisseurs de sol de 5, 10 et 15 cm pour les surcharges de 44 N, 195 N et 295 N respectivement (Hassoun, 2019)

La distribution des contraintes verticales résultant de l'action du sol sur la partie de la membrane située au-dessus de la cavité, déduite des déformations, est présentée sur les Figure 2-36, Figure 2-37 et Figure 2-38 pour les trois épaisseurs de sol considérées. Les répartitions de la charge verticale au-dessus de la cavité sont, pour les trois essais, assez semblables et font apparaître un chargement ponctuel sur une petite zone de la membrane située près des bords de la cavité. Dans l'axe de la cavité, la contrainte verticale est plus faible.

En sommant les contraintes verticales, on constate que la charge totale supportée par la membrane au-dessus de la cavité est de 43%, 15% et 19% du poids total du sol situé au-dessus de la cavité, respectivement pour les trois épaisseurs de 5 cm, 10 cm et 15 cm. En équivalence, des reports de charge R_{ep} de 57%, 85% et 81% sont obtenus. Ces résultats ont été expliqués en observant la rupture de la couche du sol : pour l'épaisseur de 5 cm, des fissurations assez larges parcourent la couche de sol fracturée. Au contraire, les fissurations observées pour les épaisseurs de 10 cm et 15 cm de sol sont moins nettes et ne traversent pas totalement la hauteur de la couche du sol ; par conséquent, la charge sur la membrane est plus faible et les reports de charge plus importants.

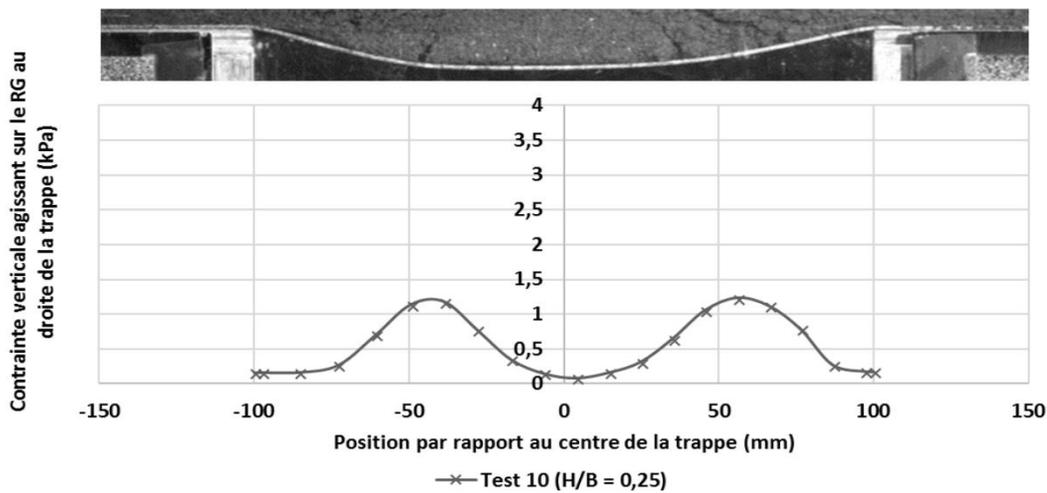


Figure 2-36. Distribution des contraintes verticales au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour une épaisseur de 5 cm sous la surcharge de 44 N (Hassoun, 2019)

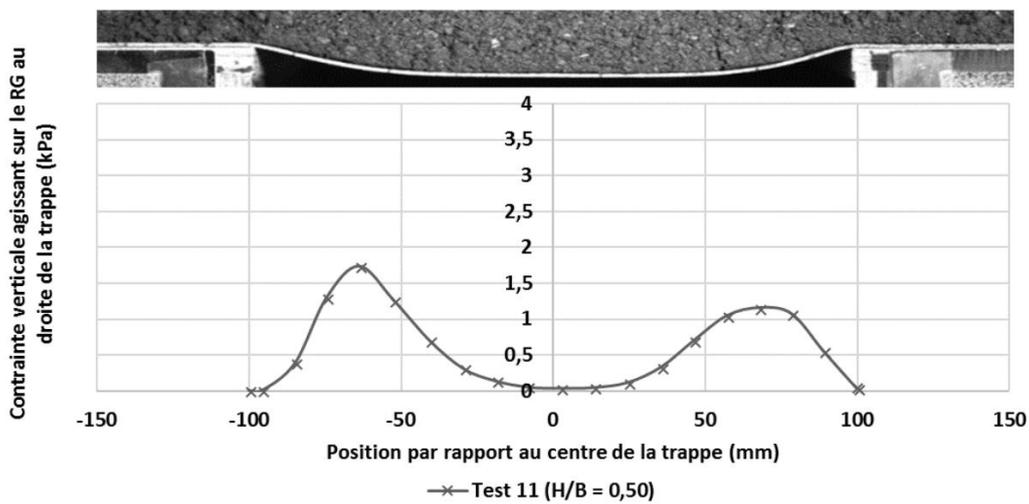


Figure 2-37. Distribution des contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour une épaisseur de 10 cm sous la surcharge de 195 N (Hassoun, 2019)

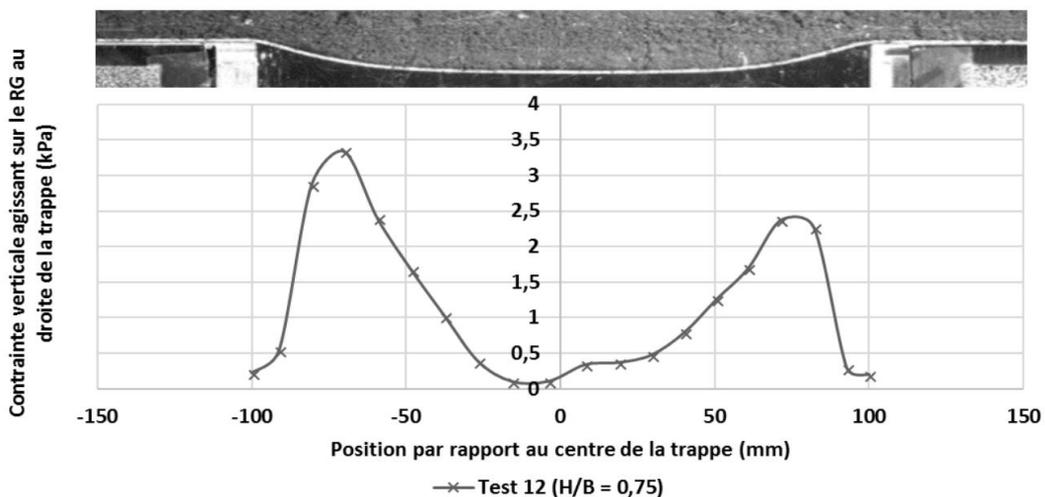


Figure 2-38. Distribution des contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour une épaisseur de 15 cm sous la surcharge de 295 N (Hassoun, 2019)

Globalement, les expériences ont montré qu'il y a des mécanismes d'effondrement différents pour les trois épaisseurs de la couche de sol cohésive, notamment en termes d'intensité de report de charge. Dans tous les cas, une rupture en plusieurs blocs a été observée. Le mécanisme d'effondrement obtenu expérimentalement est assez proche de celui proposé par Huckert (2015) qui assimile l'action du bloc effondré sur la nappe à deux forces ponctuelles fonction du poids du sol effondré sur la nappe et de la surcharge en surface. Hassoun (2019) a comparé les résultats expérimentaux qu'il a obtenu avec les résultats analytiques de la méthode proposée par Huckert (2015). Les valeurs des paramètres d'entrée nécessaires à la résolution de l'équation (2.55) sont synthétisées dans le Tableau 2-6. Elles sont en majorité déduites des observations expérimentales à défaut d'être déterminées par une formulation analytique universelle qui prendrait en compte la hauteur de la couche de sol, les caractéristiques du sol de remblai, la largeur de la trappe et la position de la surcharge.

Tableau 2-6. Paramètres d'entrée nécessaires à la résolution de l'équation (2,55) déduits à partir des observations et des mesures expérimentales (Hassoun, 2019)

Paramètre	Test 10 (H/B=0,25)	Test 11 (H/B=0,5)	Test 11 (H/B=0,75)
Surcharge (N)	44	195	295
l_c (mm)	50	50	50
l_p (mm)	94	132	143
$2p$ (N/m)	116,3	121,0	237,2
U_A (mm)	1,26	0,87	1,04

La charge qui agit sur la nappe géosynthétique $2p$ a été définie sur la base des report de charge (57%, 85% et 81%) obtenus pour les trois épaisseurs de sol considérées. Le déplacement horizontal U_A au bord de la cavité est la moyenne des valeurs mesurées de part et d'autre de la cavité. La distance l_p a été déterminée expérimentalement après effondrement du sol sur la membrane.

Le Tableau 2-7 synthétise les résultats expérimentaux et analytiques en termes de flèche f_{max} et déformation ε_{max} de la nappe géosynthétique.

Tableau 2-7. Synthèse des résultats expérimentaux et analytiques des essais 10, 11 et 12 (Hassoun, 2019)

	Résultats expérimentaux		Résultats analytiques	
	f_{max} (mm)	ε_{max} (mm)	f_{max} (mm)	ε_{max} (mm)
Test 10 Sous 44 N	18,03 ± 1,03	1,45 ± 0,14	17,64	1,60
Test 11 Sous 195 N	15,85 ± 0,95	1,58 ± 0,20	12,78	1,49
Test 12 Sous 295 N	19,74 ± 1,58	2,45 ± 0,38	15,55	2,41

Comme on peut le constater par les résultats du Tableau 2-7, la méthode de Huckert semble reproduire de façon raisonnable le comportement à la rupture d'une couche de sol cohésive renforcée par nappe géosynthétique. Toutefois, les faibles différences observées entre les valeurs expérimentales et analytiques peuvent être attribuées au fait que les paramètres utilisés dans la méthode analytique sont issus des expérimentations (géométrie et intensité de la surcharge). Nous essayerons, dans le cadre de la thèse, d'améliorer ce point.

Pour conclure sur ces travaux, la campagne expérimentale de Hassoun a conduit à des observations très utiles sur les mécanismes de rupture et notamment sur le mode d'effondrement en blocs du sol sur le renforcement. Pour compléter ces résultats et apporter des informations complémentaires, une nouvelle campagne expérimentale a été faite dans le cadre de la thèse. Elle sera largement détaillée dans le chapitre 4.

2.5 Modélisation numérique du système sol/géosynthétique

La modélisation numérique représente un outil essentiel pour le dimensionnement de la nappe géosynthétique car, avec la campagne expérimentale, elle permet de tester et valider les formules analytiques de dimensionnement.

De manière très simplifiée, la modélisation numérique des ouvrages géotechniques peut être effectuée par une approche "continue" ou "discrète". La modélisation continue est basée sur la résolution d'un système d'équations différentielles en contrainte-déformation établi en tous points du massif et en imposant des conditions initiales et aux limites. La modélisation discrète permet de considérer la nature discontinue des sols et nous est apparu bien adaptée pour rendre compte de la rupture en blocs des couches de sol cohésif. Pour la thèse nous avons utilisé un code de calcul (SDEC), développé au laboratoire 3SR, qui prend en compte la nature discrète du sol et le caractère continu de la nappe géosynthétique. Dans cette section, on veut illustrer quelques applications qui ont motivé l'utilisation des modèles numériques pour des applications géotechniques liées au renforcement des sols.

2.5.1 Les modèles numériques de la littérature

2.5.1.1 Modélisations discrètes

De nombreux auteurs dans la littérature se sont intéressés à la modélisation numérique des remblais renforcés par géosynthétiques. Certains ont modélisé les nappes géosynthétiques en utilisant des éléments discrets, d'autres ont adopté pour la nappe géosynthétique des éléments finis ou des éléments discrets plans déformables.

Chen (2012) par exemple a modélisé le sol et le renforcement géosynthétique par des éléments discrets. Dans ce cas, l'interaction sol/géogrille est gérée par des lois de contact établies entre les éléments sol et les éléments du renforcement. L'inconvénient majeur de cette méthode réside dans la définition d'une rugosité d'interface non équivalente à celle de l'expérimentation qui ne permet pas de reproduire le comportement réel de l'interaction entre la grille et le sol. Ce modèle a été également utilisé par Tran *et al.*, (2013) qui conclut que, avec un nombre limité de particules, les contraintes et les déformations de la grille ne peuvent pas être reproduites parfaitement en utilisant des éléments discrets.

Un autre exemple est celui de Chareyre *et al.*, (2005). Le modèle a été développé en deux dimensions, il s'agit d'un alignement de disques dans le plan, Le système sol/géosynthétique a été implémenté dans le logiciel PFC2D. Dans un premier temps, le renforcement géosynthétique est modélisé par une chaîne de disques (Figure 2-39.a). Le modèle présente l'inconvénient d'une rugosité d'interface qui dépend de la taille des disques et qui évolue lorsque le renfort est étiré. Pour cette raison Chareyre *et al.*, (2005) ont proposé un autre modèle où le renforcement géosynthétique est constitué d'éléments de type « barre » déformables reliés par des nœuds sur lesquels est concentrée la masse de l'élément (Figure 2-39.b).

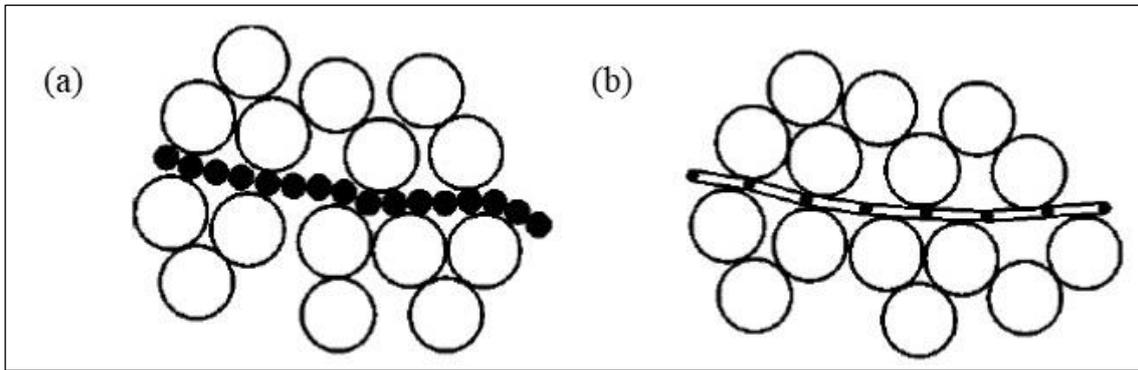


Figure 2-39. Modélisation de l'interface sol/géosynthétique par des sphères (éléments discrets) dans le cas (a) et par des éléments « barre » dans le cas (b) (Chareyre *et al.*, 2005)

2.5.1.2 Modélisations par éléments finis et différences finies

Concernant les modèles continus, Lawson *et al.*, (1996) (cités par Potts, 2007) ont effectué une étude paramétrique basée sur l'approche aux différences finies en utilisant FLAC. Les variables de l'étude étaient la hauteur du remblai H , la résistance à la traction T , la rigidité J du géosynthétique et la largeur de la cavité D . Ils ont fait l'hypothèse des déformations planes, c'est-à-dire que la cavité est infiniment longue. Dans un premier temps, l'impact de la rigidité du renforcement sur les tassements de surface est pris en compte. Lawson *et al.*, montrent que le rapport entre la hauteur du remblai H et la largeur de la cavité D a un effet beaucoup plus important sur les tassements de surface que la valeur de la raideur du renforcement (Figure 2-40). Ceci est attribué au fait que l'augmentation du ratio H/D fait augmenter l'effet d'arche dans le remblai, en particulier pour les ratios H/D supérieurs à 1,5. Cet effet d'arche réduit considérablement les tassements de surface, et une augmentation relativement importante de la rigidité du renfort est nécessaire pour produire une diminution similaire des tassements de surface.

Des courbes assez similaires sont obtenues quelle que soit la largeur D de la cavité (Figure 2-40). Ces résultats ont été obtenus en considérant des largeurs de cavité allant jusqu'à 8 m et ont été établis pour différentes valeurs du critère de surface d_s/D_s (rapport entre le tassement et la largeur de l'effondrement en surface) définissant l'état de service.

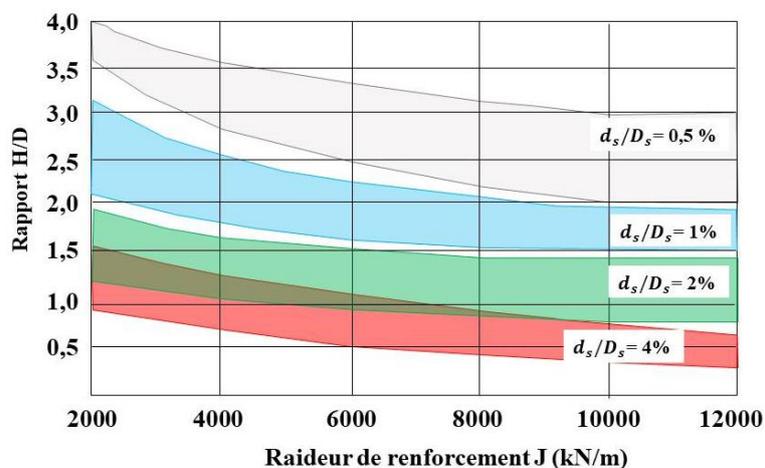


Figure 2-40. Effet de la raideur de renforcement sur les déformations de surface d_s/D_s (Lawson *et al.*, 1996)

Lawson *et al.*, (1996) ont étudié également (Figure 2-41) l'effet de la raideur du renforcement sur la charge maximale admissible pour une cavité de 4 m de largeur et plusieurs rapports H/D . On voit clairement sur la Figure 2-41 que la charge maximale admissible au-dessus de la cavité augmente avec le rapport H/D . Ce comportement est en accord avec l'effet d'arche dans le remblai proposé par (Terzaghi, 1943).

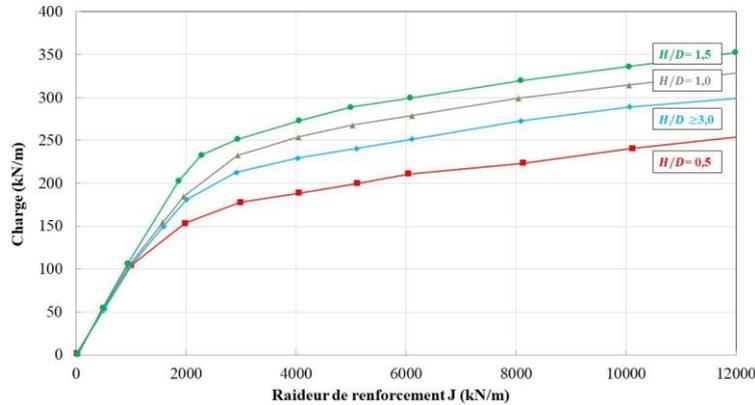


Figure 2-41. Effet de la raideur du renforcement sur la charge maximale admissible pour une cavité de 4 m de largeur (Lawson *et al.*, 1996)

Grâce à des modélisations portant sur l'utilisation de plusieurs nappes de renforcement, Lawson *et al.*, (1996) observent que l'utilisation d'une seule nappe de renforcement à forte raideur, positionnée à la base du remblai, a pour effet de réduire les tassements de surface comparativement à l'utilisation de plusieurs nappes de renforcement moins rigides espacées dans le remblai. Cet effet se manifeste en particulier pour un rapport H/D plus petit que 1,5 (Figure 2-42).

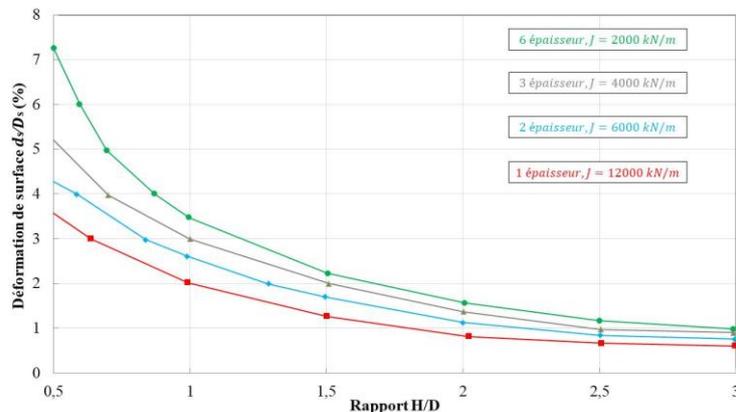


Figure 2-42. Effet de plusieurs nappes de renforcement sur la déformation de surface pour une cavité de 4 m de largeur (Lawson *et al.*, 1996)

Grâce à l'observation de Lawson, quelques années plus tard, Wittke *et al.*, (2004) (cités par Potts (2007)) ont conçu un système de renforcement avec une seule nappe géosynthétique positionnée sous une bretelle du contournement de l'A143 de la ville de Halle, qui passe par une ancienne zone d'activité minière. En utilisant un code éléments finis 3D (FEST03, code interne à Wittke Consulting Engineers (WBI) en Allemagne), le renforcement a été modélisé à l'aide d'éléments « poutre » articulés. Des éléments d'interface positionnés de chaque côté des éléments « poutre » permettent de prendre en considération le comportement d'interaction entre le sol et la nappe (angle de frottement entre le renforcement et le sol environnant). Sans entrer dans les détails du modèle, on souligne seulement que ses résultats ont conduit à la conception d'un système de renforcement permettant de ponter des cavités allant jusqu'à 4 m de diamètre.

2.5.2 La méthode numérique utilisée pendant la thèse

Les travaux numériques de la thèse sont réalisés à l'aide d'un code de calcul couplant la Méthode des Eléments Discrets (DEM) pour modéliser le sol et la Méthode des Eléments Finis (FEM) pour représenter la nappe de renforcement de manière simultanée. La version de base du logiciel est le code de calcul SDEC développé à l'origine par Frédéric Donzé (Spherical Discrete Element Code, Donze (1997)). Ses caractéristiques et ses fonctionnalités seront décrites dans le chapitre 3. De nombreuses options de calcul ont été intégrées dans le logiciel SDEC pour adapter l'outil aux spécificités des travaux réalisés dans le cadre de la thèse. Dans cette section, une brève description de la modélisation numérique aux éléments discrets est proposée. En fin de section, les travaux antérieurs de modélisation numérique impliquant le code de calcul utilisé pendant la thèse (SDEC) sont ensuite présentés.

2.5.2.1 Généralités sur la méthode des éléments discrets

Introduite par Cundall (1971), la méthode aux éléments discrets (MED) se base sur la description du matériau à l'échelle du grain. Le sol est modélisé par un assemblage de particules qu'on appelle « éléments discrets ». Ils entrent en contact entre eux en conservant les degrés de liberté en déplacement et en rotation dans les trois directions. Les schémas de résolution classiques de la méthode aux éléments discrets sont :

- la dynamique des contacts, introduite par Jean *et al.*, (1992) où les sphères sont considérées comme indéformables ;
- la dynamique moléculaire où les sphères sont indéformables mais peuvent s'interpénétrer très légèrement au niveau du contact.

Cette dernière méthode permet de considérer une loi de contact établie entre les distances d'interpénétration entre particules et les forces d'interaction. Globalement, le problème est résolu par itérations successives : détection du contact, calcul des efforts d'interactions des particules en contact, calcul de la nouvelle position (loi de mouvement selon le principe fondamental de la dynamique), actualisation et détection des contacts au pas de temps suivant. Pour les applications en quasi statiques, des modèles d'amortissement (par exemple visqueux) sont utilisés pour limiter la propagation d'ondes élastiques.

Généralement, entre deux particules, une loi de contact élasto-plastique avec une rigidité en direction normale k_n et tangentielle k_s est le plus souvent utilisée (Figure 2-43). Les critères de rupture dans les directions normale et tangentielle qui gèrent la rupture du lien seront largement décrits dans le chapitre 3.

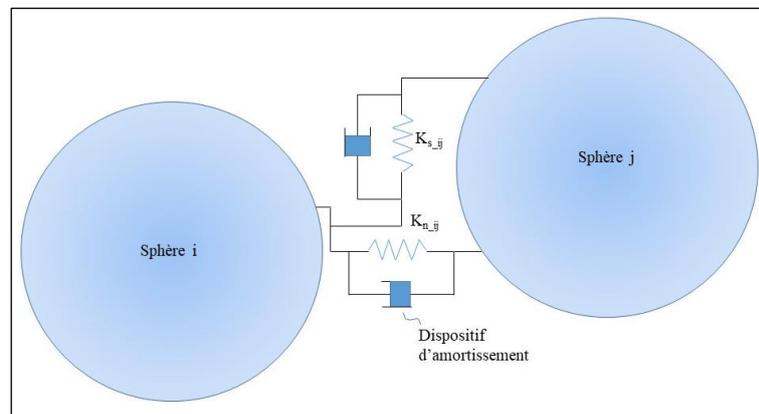


Figure 2-43. Contact entre deux particules sphériques (Le Hello, 2007)

La forme des éléments discrets peut être sphérique, polyédrique ou sphéro-polyédrique. Très souvent, des sphères sont utilisées. Elles permettent de détecter rapidement un contact ponctuel et donc de limiter les temps de calcul. Un assemblage de plusieurs sphères est parfois adopté. Il est désigné par les termes « clump » ou « cluster ». La nécessité d'utiliser des clumps plutôt que des sphères individuelles est liée à la nature du comportement du matériau à modéliser. La mise en place des particules peut se faire par pluviation ou plus généralement par des procédures de grossissement progressif des sphères comme la méthode REDF (*Radius Expansion with Decrease Friction*). Cette procédure permet la mise en place des particules dont le diamètre est progressivement augmenté jusqu'à atteindre un seuil de contrainte isotrope. La procédure (Chareyre *et al.*, 2002) est caractérisée par les étapes suivantes :

- Au départ, les particules (sphères simples ou ensemble de plusieurs sphères) sont générées à l'intérieur d'une boîte rectangulaire dont les parois sont sans frottement. La force de gravité est absente. Le frottement intergranulaire est activé.
- Pour obtenir un état plus dense par rapport à l'état initial, le volume des éléments est progressivement augmenté : le rayon de toutes les particules et leur espacement au sein des clumps sont multipliés par un facteur prédéfini et augmentent légèrement d'une étape de calcul à l'autre.
- Lorsque les éléments entrent en contact avec les parois de la boîte rectangulaire, la contrainte exercée par les particules sur les murs de la boîte est calculée. La taille des éléments augmente jusqu'à ce que la contrainte moyenne sur les parois atteigne une valeur cible (de l'ordre du kPa). La valeur de porosité ainsi atteinte avec l'angle de frottement intergranulaire imposé au départ caractérise la porosité maximale de l'assemblage granulaire.
- Afin de créer un état encore plus dense, il faut diminuer le frottement intergranulaire jusqu'à atteindre la porosité souhaitée. Lorsque le frottement intergranulaire est fixé à zéro, la porosité atteinte est considérée comme la porosité minimale de l'assemblage granulaire.

2.5.2.2 État de l'art des travaux de modélisation numérique réalisés avec le logiciel SDEC

Le logiciel SDEC a été utilisé puis adapté au renforcement des sols par géosynthétique par Le Hello (2007) et Salot (2008). Pour prendre en compte la nature discrète du sol et le caractère continu du textile, Villard *et al.*, (2009) ont proposé un couplage entre les méthodes éléments finis et éléments discrets. La représentation de la nature fibreuse et continue de la nappe géosynthétique, ainsi que l'interaction complexe à l'interface entre les particules du sol et le géosynthétique ont ainsi été perfectionnées.

Huckert (2015) a utilisé cet outil numérique pour modéliser les mécanismes d'effondrement des remblais renforcés lors de l'ouverture d'une cavité (Villard *et al.*, 2016). Le but était de reproduire les expérimentations en vraie grandeur réalisées dans le cadre du programme de recherche Géo Inov impliquant un sol granulaire (section 2.3.5.5) et un sol cohésif (section 2.4.3.2).

Le modèle numérique de base utilisé (Figure 2-44) a une largeur et une longueur de 4 m. Ces dimensions sont optimisées sur la base du modèle analytique (Briançon and Villard, 2008) qui estime qu'une longueur d'ancrage supérieure à 2,9 m n'est pas dans ce cas nécessaire pour un diamètre de cavité de 2 m d'ouverture.

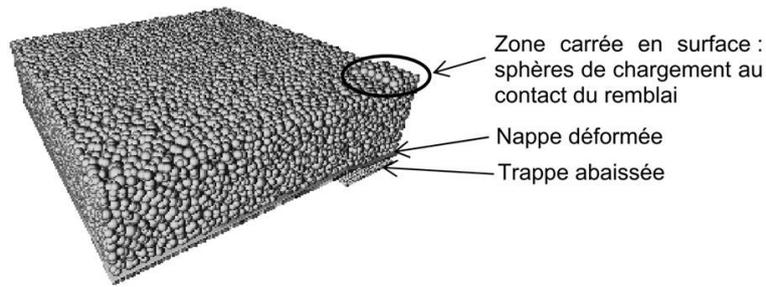


Figure 2-44. Modèle numérique de base (Huckert, 2015)

Des matelas granulaires de 15000 clusters et d'épaisseur variant de 1 m à 0,35 m ont été utilisés pour simuler la nature discrète du sol. Le poids volumique initial est de $15,5 \text{ kN/m}^3$ pour le sol granulaire et de 18 kN/m^3 pour le sol cohésif. L'angle de frottement au pic est de 35° pour le sol granulaire et de 38° pour le sol traité. La cohésion est de 0 kPa pour le sol granulaire et de 28 kPa pour le sol traité.

La nappe géosynthétique est constituée d'éléments triangles à 3 nœuds. Une seule direction de renforcement a été prise en compte pour simuler le caractère unidirectionnel de la nappe géosynthétique utilisée pour les expérimentations. La raideur de renforcement est de 3000 kN/m.

Une fois que le modèle est défini selon la procédure REDF (Chareyre *et al.*, 2002), l'ouverture de la cavité est obtenue par l'abaissement d'une partie des sphères du support sous le renforcement géosynthétique. Un chargement progressif avec un incrément de force de 1 N est appliqué en tête du remblai par une dalle de chargement constituée de sphères.

Concernant le sol granulaire, Huckert (2015) a pu conclure que les résultats numériques et expérimentaux sont assez proches en termes de tassement du sol, de déplacement et de déformation de la nappe géosynthétique. Une distribution de contrainte non uniforme est observée sur la nappe au droit de la cavité et dans les zones d'ancrage, contrairement aux hypothèses des formules analytiques de dimensionnement existantes (section 2.3.4).

La modélisation des essais en vraie grandeur avec le sol traité montre que les ordres de grandeur des tassements de surface obtenus expérimentalement et numériquement à l'ouverture des cavités (0,01 m) sont assez similaires (la déflexion de la nappe géosynthétique reste faible et elle est attribuée à son poids propre). Le chargement du remblai par un godet de pelle mécanique a, en partie, été reproduit numériquement. La valeur de la charge de rupture mesurée expérimentalement de 1,7 t a été également obtenue par le calcul. Après rupture de la couche de sol cohésive, les résultats expérimentaux et numériques de la déflexion de la nappe géosynthétique sont difficilement comparables. En effet, la force exercée par le godet sur la couche de sol pour engendrer sa rupture n'est plus active après l'effondrement alors que numériquement le chargement est toujours appliqué.

2.6 Conclusions

Dans le contexte d'ouverture des cavités, le dimensionnement d'un géosynthétique est lié à la géométrie et à la nature du sol de remblai qu'il renforce. La littérature fait état que le diamètre de la cavité, la hauteur du remblai, les caractéristiques du sol, la prise en compte des déformations admissibles et la durée de service du renforcement sont des facteurs à considérer pour un dimensionnement correct. Le système de mesure des déformations du géosynthétique par fibre optique est particulièrement avantageux parce que la fibre peut être insérée dans la trame du géosynthétique. Concernant l'interaction entre le géosynthétique et le sol, la question du transfert de charge est posée lorsqu'une cavité s'ouvre. Plusieurs auteurs ont tenté d'expliquer ce phénomène qui reste malgré tout difficile à comprendre.

Pour les sols granulaires, différents auteurs ont proposé des méthodes analytiques pour dimensionner la nappe géosynthétique de renforcement. Les formules mentionnées dans cette étude bibliographique se basent sur l'hypothèse d'une distribution uniforme et verticale de la charge sur la nappe ainsi que la prise en compte des phénomènes de glissement de la nappe par rapport au sol en zone d'ancrage. De nombreuses expérimentations ont été menées dans la littérature et certaines présentées. Globalement, elles ont permis de bien comprendre le comportement de la nappe géosynthétique en membrane au droit de la cavité, le phénomène de glissement dans les zones d'ancrage et le mécanisme de foisonnement du remblai granulaire pour des procédures d'ouverture de type « trappe » ou « fontis ».

Pour les sols cohésifs, des études expérimentales d'ouverture de cavité (procédures de type trappe et fontis) et de chargement de remblai en vraie grandeur ont également été réalisées. Des valeurs très faibles de tassement en surface, de déflexion et de déformations de la nappe de renforcement sont enregistrées à l'ouverture de la cavité. Un comportement différent du remblai est observé à la rupture, comparativement au sol granulaire : un effondrement en blocs se manifeste dans le cas d'un sol cohésif. Les blocs ont une action ponctuelle sur la nappe géosynthétique.

Dans le contexte des sols cohésifs, des essais à échelle réduite ont permis d'analyser des situations plus complexes grâce à la réduction de la taille, ainsi qu'à la simplicité et à la facilité d'exécution de l'essai. A petite échelle, des observations complémentaires ont été faites, comme la visualisation de la forme des blocs de sol effondrés. Les résultats expérimentaux obtenus par Hassoun (2019) ont été détaillés et seront confrontés aux travaux expérimentaux et numériques obtenus dans le cadre de la thèse.

Sur la base des considérations déduites des essais en vraie grandeur et à échelle réduite, une procédure analytique a été proposée par Huckert (2015) qui modélise l'action du bloc effondré (supposé rigide et indéformable) sur la nappe par deux forces ponctuelles. Elle sera validée ultérieurement dans le cadre de la thèse en utilisant les résultats du modèle numérique.

En conclusion, l'étude bibliographique présente les principaux travaux numériques menés dans le cadre des remblais renforcés par géosynthétique en présence de cavités. La modélisation numérique, une fois validée, permet d'obtenir des informations complémentaires qui sont difficiles à obtenir expérimentalement. Les travaux antérieurs ont montré que le mécanisme d'effondrement d'un matériau granulaire renforcé par géosynthétique est bien reproduit par la méthode aux éléments discrets (logiciel SDEC). Pour les matériaux cohésifs des études complémentaires semblent nécessaires à la bonne compréhension des mécanismes d'effondrement et de report de charge. C'est dans cet objectif que des expérimentations à échelle réelle, à échelle réduite et que des modélisations numériques ont été engagées dans le cadre de la thèse.

Capitolo 3 : Méthodes et outils numériques

3.1 Procédure de calcul implémentée dans le logiciel SDEC

3.1.1 Généralités

Le but de ce chapitre est de décrire l'outil numérique utilisé pour étudier le comportement d'un remblai cohésif renforcé par nappe géosynthétique lors de l'apparition d'une cavité souterraine. Plusieurs mécanismes se développent dans la structure renforcée, en partie grâce à la présence du renforcement : le transfert de charge vers les bords de la cavité, l'effet « membrane » du renforcement qui se met en tension et la mobilisation par frottement du géosynthétique dans les zones d'ancrage situées sur le pourtour de la cavité.

Pour une meilleure compréhension de ces mécanismes, la modélisation numérique s'avère être un outil pertinent car elle permet d'apporter des informations complémentaires à des échelles difficilement accessibles expérimentalement. Le logiciel utilisé pendant la thèse est un code de calcul qui permet de modéliser le sol et la nappe de renforcement respectivement par des éléments discrets et des éléments finis de manière simultanée (Villard *et al.*, 2009). Le logiciel SDEC (*Spherical Discrete Elements Model*), conçu à l'origine par Donze (1997) en C++, a été adapté pour répondre à des applications liées au renforcement des sols par des géosynthétiques (Le Hello, 2007 ; Salot, 2008). Entre autres, les éléments sphériques ont été associés entre eux pour former des « clusters », et ce afin de mieux rendre compte du comportement des sols granulaires, et des éléments plans déformables à trois nœuds ont été implémentés (Le Hello, 2007 ; Villard *et al.*, 2009) pour une meilleure description du comportement en membrane des géosynthétiques et de leur interaction avec le sol.

3.1.1.1 Modélisation du sol par la méthode des éléments discrets

La modélisation des sols par un ensemble de particules discrètes qui interagissent entre elles au niveau de leurs points de contact permet de représenter leur hétérogénéité et des mécanismes réels comme le réarrangement des particules (foisonnement ou compaction) ou des mécanismes de rupture par cisaillement ou par blocs tels que ceux observés lors de l'effondrement d'une couche de sol cohésive au-dessus d'une cavité.

À la base de la méthode, les lois physiques utilisées sont celles de la mécanique classique qui s'appuient sur le principe fondamental de la dynamique : chaque particule est caractérisée par sa position et sa vitesse en translation et en rotation à chaque instant.

L'équation du mouvement en translation est donnée par la seconde loi de Newton qui s'exprime sous forme vectorielle par :

$$F_i = m\ddot{x}_i \quad (3.1)$$

Où F_i est la résultante de toutes les forces qui agissent sur une particule (ainsi que la force de gravité). Elle est équivalente au produit entre la masse de l'élément m et le vecteur accélération \ddot{x}_i .

L'équation du mouvement en rotation est donnée par l'expression (3.2) qui s'écrit sous forme vectorielle :

$$M_i = I\dot{\omega}_i \quad (3.2)$$

Avec M_i le moment des forces extérieures qui agissent sur la particule, I son moment d'inertie et $\dot{\omega}_i$ le vecteur rotation. Pour une particule sphérique de rayon R^i , les composantes du moment d'inertie I (I_{xx}, I_{yy}, I_{zz}) sont identiques dans chaque direction ; en fait, la masse se distribue uniformément dans le volume de la particule. Par conséquent, le mouvement en rotation peut s'exprimer par l'expression (3. 3).

$$M_i = \left(\frac{2}{5} m R^{i2}\right) \dot{\omega}_i \quad (3. 3)$$

Un algorithme explicité en différences finies, élaboré par Allen and Tildesley (1987), permet de résoudre les équations du mouvement (3. 1) et (3. 2) en les intégrant sur un incrément de temps Δt . Deux paramètres sont ajoutés aux équations du mouvement pour faciliter et optimiser la convergence des calculs : le facteur d'atténuation K_a , utilisé dans l'équation (3. 4) pour limiter les vibrations et amortir la propagation des ondes élastiques et le facteur d'intégration critique K_{ic} , utilisé dans l'équation (3. 5) pour définir la valeur Δt en fonction du pas de temps critique.

$$K_a F_i = m \ddot{x}_i \quad (3. 4)$$

$$\Delta t = K_{ic} \sqrt{\frac{m}{2k^i}} \quad (3. 5)$$

Avec : k^i la rigidité de la sphère i de masse m .

L'algorithme de calcul utilisé pour résoudre un problème DEM alterne successivement l'application de la loi de Newton (relative au mouvement des particules) et l'utilisation d'une loi de contact qui relie les forces de contact aux déplacements relatifs entre les particules en contact. Les lois de contact utilisées dans la littérature sont nombreuses. Pour cette étude, une loi de contact élasto-plastique est utilisée.

La composante normale de la force d'interaction F_i^n est calculée par l'expression (3. 6).

$$F_i^n = K^n U^n \quad (3. 6)$$

Le déplacement relatif U^n correspond à la différence entre la distance d'équilibre, qui sépare les deux centres des particules et la somme des rayons des particules à un instant t . Le terme K^n représente la raideur du contact dans la direction normale au plan tangent au point de contact.

Le vecteur incrémental de la force de cisaillement ΔF_i^s (définie dans le plan tangentiel au contact) se calcule grâce à l'équation (3. 7) proposée par Hart *et al.*, (1988) (cité par Donze, 1997).

$$\Delta F_i^s = -K^s \Delta U^s \quad (3. 7)$$

Où K^s est la raideur de contact élastique en cisaillement et U^s le déplacement relatif tangentiel entre les sphères en contact.

La force de cisaillement à un instant donné F_i^s est actualisée en additionnant la force de cisaillement F_{i-1}^s obtenue au début de l'intervalle de temps Δt avec le vecteur incrémental ΔF_i^s .

Lorsque deux sphères i et j sont en contact, on suppose que les rigidités (normale k_n^i et de cisaillement k_s^i) des deux éléments en interaction agissent en série. Ainsi les raideurs du contact K^n et K^s peuvent être obtenues par les expressions (3. 8) et (3. 9).

$$K^n = 2 \left[\frac{k_n^i * k_n^j}{k_n^i + k_n^j} \right] \quad (3. 8)$$

$$K^s = 2 \left[\frac{k_s^i * k_s^j}{k_s^i + k_s^j} \right] \quad (3. 9)$$

Une fois que les forces au niveau du contact sont établies, il faut introduire la notion de rupture. Elle peut être vue en traction comme une perte du lien entre les deux sphères. En cisaillement, un seuil de rupture est introduit pour limiter les intensités des forces de cisaillement.

La rupture en traction (décollement ou perte de contact) n'est pas atteinte tant que la force de contact normale F_i^n ne dépasse pas une valeur limite définie en fonction du seuil de contrainte admissible T_n et de la surface moyenne du contact A_{int} .

$$F_i^n = K^n U^n < A_{int} T_n \quad (3. 10)$$

A_{int} est soit connue physiquement, soit arbitrairement définie par la relation (3. 11).

$$A_{int} = \pi * \min((R^i)^2, (R^j)^2) \quad (3. 11)$$

R^i et R^j sont respectivement les rayons des sphères i et j qui interagissent entre elles.

Après la rupture en traction du contact, les composantes normales et de cisaillement des forces d'interaction sont de fait automatiquement réinitialisées à zéro.

En cisaillement, plusieurs critères de rupture ont été testés pour rendre compte de la complexité des matériaux cohésifs ductiles ou fragiles : le critère de Mohr Coulomb et le modèle de Delenne (2002).

Le critère de Mohr Coulomb est défini par l'équation (3. 12). Il utilise les concepts de cohésion c et d'angle de frottement micromécanique ϕ_{int} qui agissent au niveau du contact.

$$F_{max}^s = c * A_{int} + F_i^n * \tan\phi_{int} \quad (3. 12)$$

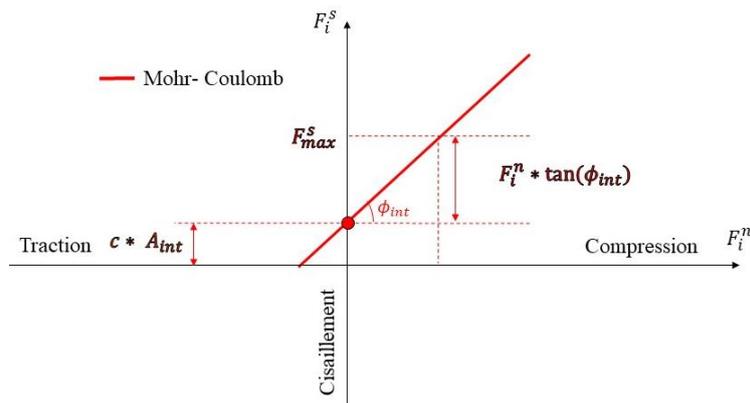


Figure 3-1. Critère de Mohr Coulomb

L'ensemble des paramètres micromécaniques à utiliser pour définir le critère de Mohr Coulomb dans le code de calcul sont par conséquent : le seuil de contrainte maximale $T_n = F_i^n / A_{int}$, la cohésion c et l'angle de frottement micromécanique ϕ_{int} . La résistance à la traction du contact est définie par $c * \tan\phi_{int}$. Pour un lien non cohésif, la cohésion c est égale à zéro et donc l'équation (3. 12) devient : $F_{max}^s = F_i^n * \tan\phi_{int}$.

Le critère de Delenne (Figure 3-2) est défini par l'équation (3. 13). Il permet de considérer des critères de rupture où la résistance à la traction du contact n'est pas directement corrélée à la valeur de la cohésion de manière linéaire.

$$\left(\frac{F_i^s}{F_{max}^s}\right)^n + \left(\frac{F_i^n}{F_{max}^n}\right) - 1 = 0 \quad (3. 13)$$

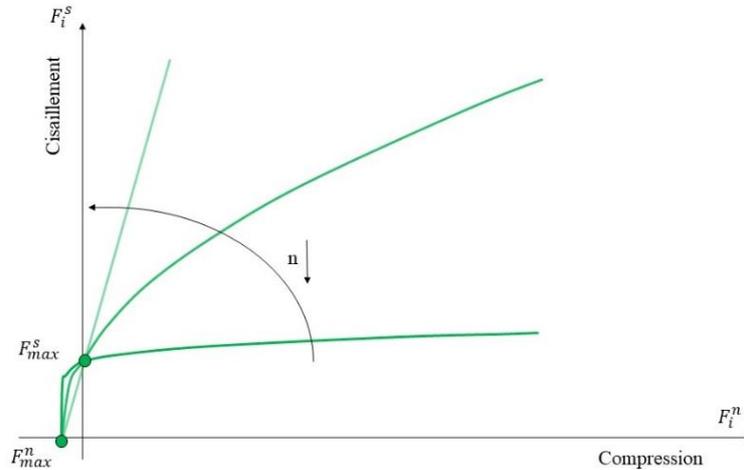


Figure 3-2. Surface limite du modèle de Delenne

La puissance n caractérise la forme de la surface limite. Comme le montre la Figure 3-2, plus cette valeur est élevée, plus la courbure du critère augmente. Pour $n = 1$ le critère est une droite. F_{max}^n est l'effort normal maximum obtenu en considérant une valeur de l'effort tangentiel F_i^s nulle (Figure 3-2). De même, F_{max}^s est l'effort tangentiel obtenu en considérant une valeur de l'effort normal F_i^n nulle. Ces deux valeurs sont obtenues à partir des résistances maximales admissibles définies dans les directions normale et tangentielle, T_n et c (équations (3. 14) et (3. 15)).

$$F_{max}^n = T_n * A_{int} \quad (3. 14)$$

$$F_{max}^s = c * A_{int} \quad (3. 15)$$

Lorsque le critère de rupture en cisaillement est atteint au niveau d'un contact, plusieurs stratégies numériques sont possibles selon que l'on souhaite modéliser une rupture ductile ou fragile (matériau plastique ou fragile).

Lorsque le critère de rupture est atteint et que la force de cisaillement est conservée à son niveau maximal le comportement obtenu est celui d'un matériau ductile.

En revanche lorsque la force de cisaillement a atteint la valeur limite et que le seuil de résistance est supposé franchi (matériau fragile) le lien cohésif est rompu. Selon les cas, les efforts de contact tangentiels sont soit réinitialisés à zéro, soit bornés à une valeur seuil (fonction du frottement inter particulaire).

3.1.1.2 Modélisation de la nappe géosynthétique

Si pour un matériau granulaire le modèle aux éléments discrets est très représentatif de son comportement mécanique, il est, comme mentionné dans la partie bibliographique, moins performant pour décrire pleinement le comportement de la nappe de renforcement et de son interaction avec le

sol. Une approche en continu, dérivée des travaux de Giraud (1997), a été retenue car plus apte à modéliser le comportement en traction et en membrane de la nappe géosynthétique sous l'action de charges ponctuelles ou réparties. Ces éléments, bien qu'implémentés initialement dans un code de calcul aux éléments finis, peuvent être vu comme des éléments discrets déformables intégrés sous forme de nappe à la procédure DEM. Les éléments utilisés permettent de prendre en compte la structure fibreuse de la nappe géosynthétique et ses directions de renforcement à travers une formulation aux éléments finis. Les développements numériques ont été validés avec des solutions analytiques obtenues dans des cas simples (Villard *et al.*, 2000). Des expériences en vraie grandeur ont également confirmé les développements numériques (Gourc *et al.*, 2000 ; Blivet *et al.*, 2000).

La nappe géosynthétique est discrétisée par un ensemble d'éléments triangulaires à 3 nœuds de faible épaisseur e (Figure 3-3). Pour assurer la continuité géométrique de la nappe lors de sa déformation, des cylindres de diamètre e sont positionnés sur les côtés des triangles et des sphères de diamètre e sont positionnées aux nœuds. Une particule de sol peut, en conséquence, entrer en contact avec un triangle, un cylindre ou une sphère. En adoptant cette méthodologie, la continuité de la surface de contact sol/nappe lors de la déformation de la nappe est assurée.

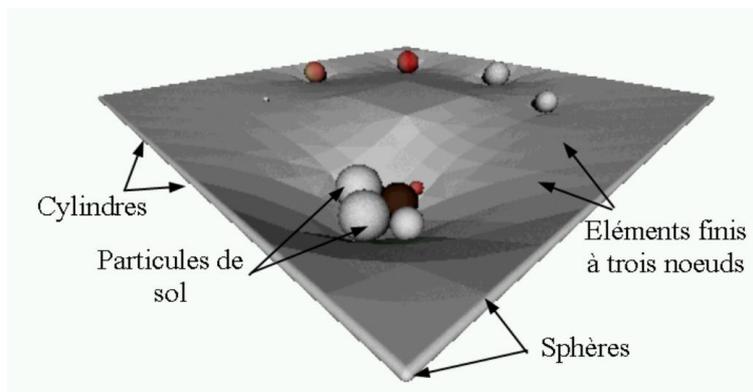


Figure 3-3. Modèle numérique d'un élément nappe (Le Hello, 2007)

Le comportement mécanique d'un triangle de la nappe géosynthétique (relation entre les forces et déplacements aux nœuds de l'élément) est défini en grands déplacements par une relation matricielle qui s'écrit :

$$\{F_e\} = [K_e] * \{U_e\} + \{R_e\} \quad (3.16)$$

Cette relation lie le vecteur force $\{F_e\}$ agissant aux nœuds de l'élément avec les déplacements nodaux $\{U_e\}$ par une matrice de rigidité élémentaire $[K_e]$, pour les trois directions x, y, z et pour chaque nœud 1, 2 et 3. $\{R_e\}$ est un terme correctif qui intègre les grands déplacements.

La matrice de rigidité élémentaire $[K_e]$ d'un élément de nappe à trois nœuds est établie sur la base des hypothèses suivantes :

- Chaque élément est formé par un ensemble de fibres qui sont orientées différemment et qui forment initialement un plan.
- Le comportement d'un système de fibres s'obtient par superposition des comportements élémentaires obtenus dans chaque direction de fibres. Il se base sur une hypothèse de non glissement entre les fils.
- Pour une orientation de fibre donnée, les efforts de traction sont orientés dans la direction des fibres après les déformations ou grands déplacements.

- Les efforts de traction d'un ensemble de fibres ayant la même direction sont fonction de la raideur en traction de la nappe dans la direction considérée (Figure 3-4). Le module de rigidité en compression est très faible. Par conséquent, il n'y a pas d'efforts de compression dans les fibres.

Les mouvements et déplacements des éléments triangles à trois nœuds sont régis de manière similaire à ceux des éléments DEM. Une fois que les déplacements des nœuds de l'élément $\{U_e\}$ sont déterminés, la relation (3. 16) permet de calculer les efforts agissants aux nœuds liés à la déformation de l'élément $\{F_e\}$. La somme de tous les efforts (de contact avec les particules de sol et ceux liés à la déformation de l'élément) permet de calculer l'accélération des nœuds en utilisant le principe fondamental de la dynamique (3. 17). La masse m de l'élément est distribuée à chaque nœud selon les fonctions d'interpolation élémentaires définies sur l'élément.

$$\sum \{F_e\} = m * \{\ddot{x}\} \quad (3. 17)$$

La vitesse et les déplacements des nœuds de la nappe sont obtenus en intégrant la loi de Newton (3. 17) entre deux pas de temps successifs.

L'intérêt de la formulation numérique proposée réside dans la possibilité de représenter la structure fibreuse du géosynthétique en considérant le comportement en traction de chaque direction de fibres (notamment les directions de renforcement). Une loi de comportement spécifique est attribuée à chaque groupe de fils ayant la même direction. La raideur J des fibres met en relation l'effort de traction T avec la déformation ε . Comme on peut le voir sur la Figure 3-4, de nombreuses lois de comportement ont été programmées : loi linéaire à une (a) ou deux pentes (b) ou loi de comportement plus sophistiquée (c).

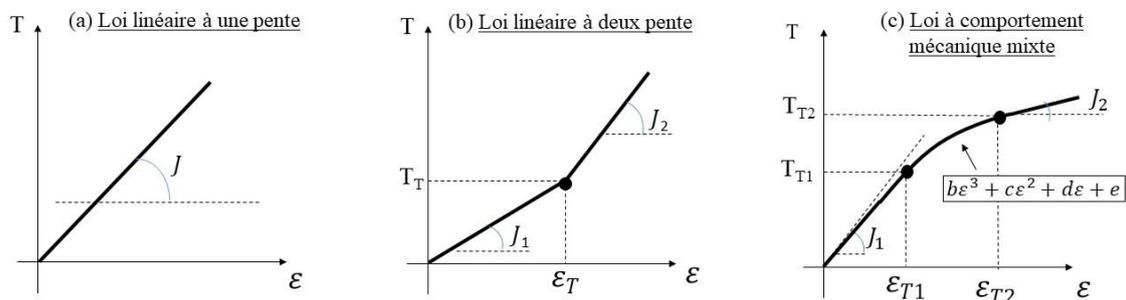


Figure 3-4. Lois de comportement en traction dans une direction de fibre donnée (a) loi de comportement linéaire (b) loi de comportement bi-raideur (c) loi de comportement plus sophistiquée

Pour modéliser une nappe géosynthétique renforcée dans le sens production, il suffit bien souvent de considérer deux directions de fibres orthogonales (sens trame et travers). Pour représenter un géosynthétique non-tissé de raideur J (fibres réparties dans toutes les directions) ou une membrane élastique continue de module d'élasticité E et d'épaisseur e , plusieurs directions de fils sont nécessaires. Lorsque n directions de fibres sont envisagées, la raideur J_i à considérer dans chaque direction de fibres i (Giraud, 1997) s'écrit : $J_i = 3J/n$. Pour une membrane élastique la relation à considérer s'écrit par conséquent : $J_i = 3Ee/n$. Des valeurs de n supérieures à 8 suffisent à rendre compte raisonnablement du comportement en traction d'un géosynthétique non tissé ou d'une membrane élastique.

3.1.1.3 Interaction entre les particules du sol et les éléments « nappe »

La modélisation de l'interaction entre le sol et la nappe géosynthétique est similaire à celle adoptée pour décrire l'interaction entre les particules de sol. Elle est retenue et reconnue comme la plus réaliste pour représenter le transfert des efforts d'interaction entre le sol et le renforcement.

L'hypothèse à la base de la modélisation est que l'élément de sol est suffisamment petit par rapport à l'élément de la nappe et qu'il est en contact avec la nappe géosynthétique en un seul point. Les forces de contact comportent des composantes normale F_i^n et tangentielle F_i^s par rapport au plan de contact qui dépendent de la raideur du contact et des déplacements relatifs entre les éléments en contact.

Les accroissements de déplacements relatifs tangentiels entre le sol et la nappe sont fonction des mouvements de translation et de rotation des particules de sol par rapport aux éléments de la nappe. Ils sont définis suivant la même procédure que celle utilisée pour déterminer le déplacement relatif entre deux particules du sol. Les déplacements relatifs sol/géosynthétique et de fait les efforts de frottement sont conservés tant qu'une particule de sol reste en contact avec n'importe quel élément de la nappe (triangle, cylindre ou sphère).

La raideur normale de contact K^{ni} (en N/m) entre une particule de rayon R et un élément de nappe est fonction du module de compressibilité E de la nappe géosynthétique (en N/m²), de son épaisseur e (en m) et de la surface d'influence du contact A_{int} de la particule du sol et de l'élément de nappe (en m²). Elle est définie par :

$$K^{ni} = E/e * A_{int} \quad \text{avec : } A_{int} = \pi R^2 \quad (3. 18)$$

La force tangentielle de contact F_i^s entre une particule de sol et la nappe géosynthétique se détermine de manière analogue aux forces de contact tangentielles entre les particules de sol. Elle sont actualisées de manière incrémentale à chaque pas de temps en considérant l'incrément de force ΔF_i^s calculé grâce à l'expression (3. 7). K^{si} (en N/m) est la raideur tangentielle microscopique du contact entre la particule de sol et l'élément de nappe définie par :

$$K^{si} = K_s * A_{int} \quad \text{avec : } A_{int} = \pi R^2 \quad (3. 19)$$

Où K_s est la rigidité tangentielle à l'échelle micro mécanique de l'interface définie en N/m³ (pente initiale de la courbe contrainte de cisaillement-déplacement relatif obtenue lors d'un essai à la boîte de cisaillement - nappe et particules de sol collées au support pour éviter la rotation des particules ou la déformation de la nappe).

La force de cisaillement F_i^s est limitée, selon la loi de frottement de Mohr Coulomb, à une valeur seuil définie par l'équation (3. 20).

$$|F_i^s| \leq |F_i^n| * \tan(\phi_{int}) \quad (3. 20)$$

Compte tenu de l'absence de rugosité relative entre les éléments de nappe et les particules du sol, l'angle de frottement microscopique Φ_{int} est identique à l'angle de frottement macroscopique δ_f déterminé expérimentalement par des essais de frottement.

Les forces de contact qui agissent en un point de la nappe sont distribuées aux nœuds des éléments concernés grâce à des coefficients de pondération (équation (3. 21) tel que définis sur la Figure 3-5.

$$\chi_1 = \frac{L_2 L_3}{L_1 L_2 + L_1 L_3 + L_2 L_3}, \chi_2 = \frac{L_1 L_3}{L_1 L_2 + L_1 L_3 + L_2 L_3} \quad \text{et} \quad \chi_3 = \frac{L_1 L_2}{L_1 L_2 + L_1 L_3 + L_2 L_3} \quad (3. 21)$$

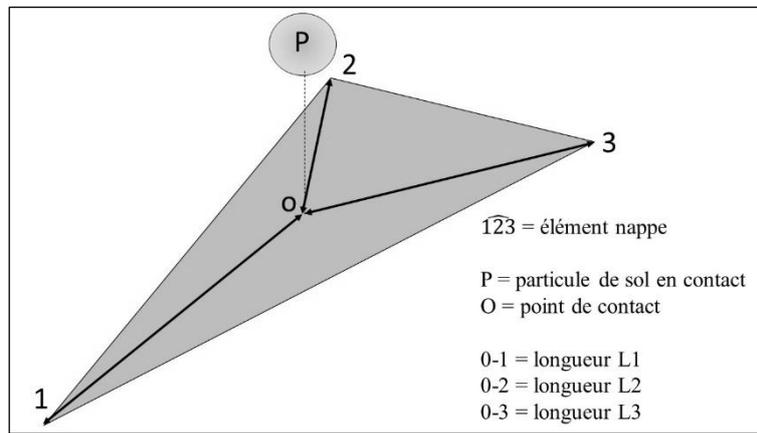


Figure 3-5. Définition des différentes longueurs pour le calcul des coefficients de pondération

3.1.2 Déroulement des calculs

Le code SDEC est fonctionnel sur une plateforme Windows. Il comprend une série de modules qui permettent successivement de générer l'état initial et d'exécuter le calcul proprement dit correspondant à l'application spécifique retenue.

Le premier module permet de générer l'échantillon numérique de base par grossissement progressif des particules suivant la méthode REDF, déjà décrite en détail dans la bibliographie (section 2.5.2). L'utilisateur renseigne dans les fichiers de données : la géométrie du problème, la porosité souhaitée, la granulométrie, le nombre d'éléments, les lois de comportement et les critères de rupture associés.

Une fois les éléments générés, le second module de calcul permet de traiter l'application spécifique retenue. Les informations générales à fournir sont :

- Le nom des fichiers de données et de sauvegarde ;
- Les paramètres micromécaniques à la base des lois de comportement et des mécanismes de rupture ;
- La possibilité de charger ou non les contacts résultant d'une étape de calcul précédente ;
- Le nombre d'itérations maximales autorisées et la fréquence de sauvegarde des résultats.

Les informations spécifiques à fournir sont :

- La valeur du coefficient d'atténuation du modèle, paramètre qui gère les effets dynamiques et facilite la convergence des calculs ;
- Les conditions aux limites telles que la rigidité des parois du modèle géométrique.

Les résultats du calcul sont sauvegardés dans des fichiers au format ASCII ou au format binaire. Ils contiennent, au pas de temps considéré, les informations nécessaires à la poursuite des calculs ou au traitement des données : forces de contacts, positions, vitesses et accélérations pour les particules du sol, et les tensions, déformations et positions des nœuds pour les éléments de la nappe géosynthétique.

3.2 Caractérisation physique des échantillons numériques

Le code de calcul SDEC permet de modéliser le comportement mécanique d'un sol et d'une nappe géosynthétique sur la base de paramètres calibrés en reproduisant des essais de laboratoire. Les lois de comportement des éléments (discrets et fins) ont été décrites dans la section 3.1. Le but de cette

partie est de décrire les procédures de modélisation des essais de laboratoire utilisées pendant la thèse permettant la calibration des paramètres et la caractérisation physique et mécanique des matériaux numériques.

3.2.1 Caractérisation numérique du sol

Pour caractériser le comportement mécanique du sol, des essais triaxiaux en compression et des essais de traction sont simulés sur des échantillons numériques. Il a été observé que le comportement du sol à l'échelle macroscopique dépend de la forme des particules, de la granulométrie, de la porosité de l'échantillon et des paramètres de contact microscopiques. Chevalier *et al.*, (2012) observent par exemple que la modélisation numérique réalisée avec des sphères conduit à un angle de frottement numérique macroscopique plus petit que celui d'un matériau granulaire réel. Gorniak *et al.*, (2016) ont étudié le comportement sous compressions triaxiales des sols granulaires en utilisant des clumps de différentes tailles. Il a été constaté que le comportement macroscopique du matériau granulaire obtenu numériquement représente bien, selon l'état initial de l'assemblage granulaire (dense ou lâche), le comportement de cisaillement dilatant ou contractant classique d'un sol.

Pour restituer le comportement des matériaux cohésifs (peu frottant), des échantillons numériques constitués de sphères ont été systématiquement utilisés. Les modèles de rupture de Mohr Coulomb et de Delenne (2002) ont été suivis les cas utilisés. Pour éviter que les particules s'organisent suivant des arrangements réguliers, les échantillons numériques sont constitués de sphères de différents diamètres. Une répartition uniforme des diamètres dans l'intervalle défini par D_{max} et D_{min} tel que $D_{max}/D_{min}=2$ a été retenue. Pour ce type d'assemblage des valeurs de porosité numérique $\eta_{max} = 0,40$ et $\eta_{min} = 0,34$ sont obtenus (Chevalier *et al.*, 2012). Une porosité numérique de 0,39 a été retenue pour les simulations de la thèse. Elle correspond, selon la formule de l'équation (3. 22), à une densité relative de 16,7%. Le choix de cette porosité est purement arbitraire et reste numérique, et n'a pas à être comparé avec une valeur réelle de porosité.

$$D_R = (\eta_{max} - \eta)/(\eta_{max} - \eta_{min}) \quad (3. 22)$$

Les échantillons numériques utilisés pour simuler les essais de compression triaxiale sont constitués de 16000 sphères mises en place à la porosité retenue grâce à la procédure REDF (section 3.1.2). L'exécution de l'essai de compression triaxiale numérique se décompose en deux phases successives : application d'une contrainte de confinement isotrope σ_3 sur les parois de l'échantillon, puis application de la contrainte de compression dans une seule direction pour reproduire la phase déviatorique par déplacement simultané des parois horizontales à une vitesse donnée. Le déroulement de l'essai est donc similaire à celui réalisé dans le laboratoire avec un sol réel (Figure 3-6).

L'équation (3. 23), élaborée par Weber (1966), permet d'obtenir le tenseur des contraintes qui dérive de l'ensemble des forces qui s'exercent aux points de contact sur un volume donné de sphères (V). Pour chaque point de contact (de 1 à N_c), la projection du vecteur caractéristique des force de contact f_α^i est multipliée par la composante j du vecteur branche l_α , avec i et j les indices caractéristiques des composantes des vecteurs dans un système de référence x, y, z .

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{\alpha=1}^{N_c} f_\alpha^i l_\alpha^j \quad (3. 23)$$

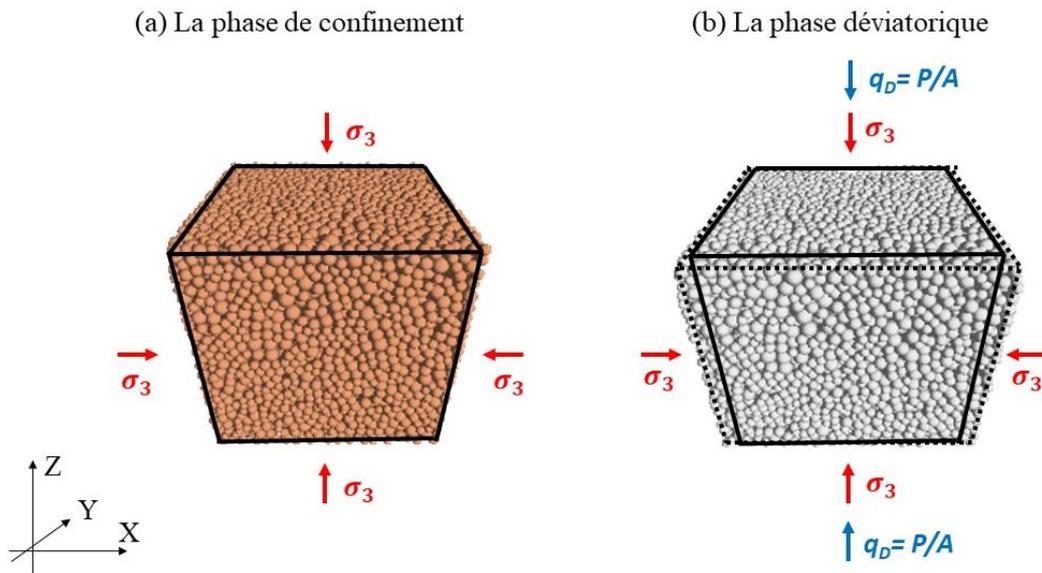


Figure 3-6. Phase de confinement (a) et phase déviatorique (b) d'un essai triaxial de compression

L'exemple illustré par les Figure 3-7 et Figure 3-8 correspond à une série d'essais de compression triaxiale impliquant trois valeurs de confinement différentes ($\sigma_3 = 5, 10, 20$ kPa). Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été utilisé pour définir le comportement du matériau. Les paramètres micromécaniques utilisés sont ceux définis dans le Tableau 3-1.

Tableau 3-1. Paramètres micromécaniques du Modèle de Mohr - Coulomb

T_n (kPa)	c (kPa)	ϕ_{int} (°)
15	15	60

Comme on peut le voir sur la Figure 3-7, le comportement macroscopique de l'échantillon numérique est très similaire à ce que l'on peut attendre d'un échantillon de sol cohésif à savoir un pic de contrainte déviatorique puis une diminution du déviateur après la rupture jusqu'à une valeur résiduelle. La réponse volumétrique (Figure 3-8) est également conforme au comportement d'un échantillon de sol réel : l'échantillon numérique a un comportement contractant pour des valeurs de déformation axiale jusqu'à 1 % au maximum et un comportement dilatant par la suite.

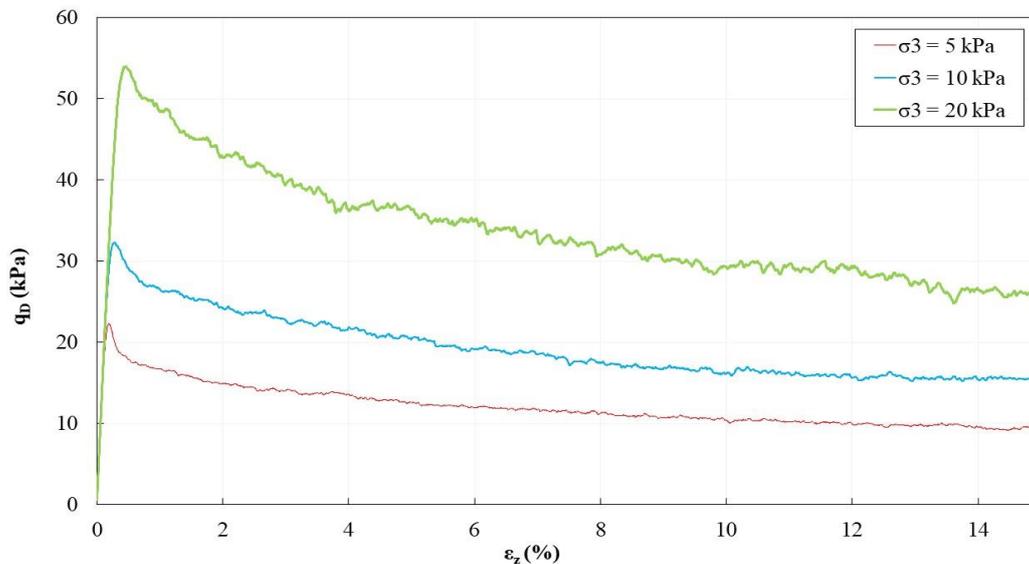


Figure 3-7. Essai triaxial : évolution de la contrainte déviatorique q_D avec la déformation axiale ϵ_z

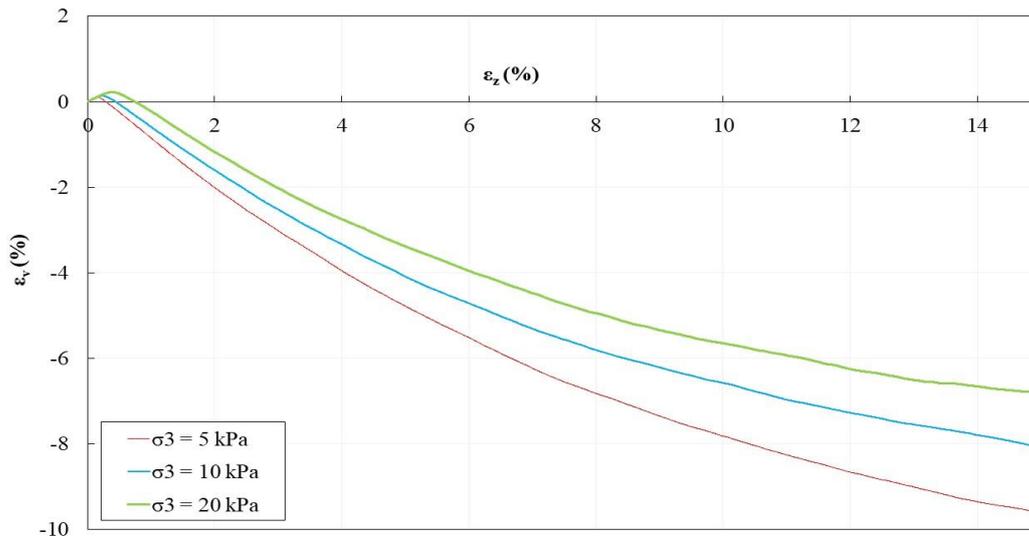


Figure 3-8. Essai triaxial : évolution de la déformation volumique ε_v avec la déformation axiale ε_z

Le déroulement de l'essai de traction est assez similaire à celui de l'essai triaxial : une première phase consiste à appliquer à l'échantillon une très faible valeur de la contrainte de confinement, la seconde réside dans l'application des forces verticales de traction en partie haute et basse de l'échantillon (force répartie sur les particules dans une zone prédéterminée). A partir de la force de traction F_t provoquant la rupture brusque de l'échantillon, la contrainte de traction σ_t est déterminée en divisant la force de rupture par la surface A de l'échantillon numérique ($\sigma_t = F_t/A$). Pour le jeu de paramètres du Tableau 1, une valeur de contrainte de traction σ_t de 3,8 kPa a été obtenue.

Les paramètres macro- mécaniques du sol numérique modélisé, déduits des résultats des essais triaxiaux et de traction, sont résumés dans le Tableau 3-2.

Tableau 3-2 Paramètres macro- mécaniques du sol numérique modélisé

σ_t (kPa)	C (kPa)	φ (°)
3,8	5,5	33

3.2.2 Paramétrage de la nappe géosynthétique

Il est possible avec le code de calcul SDEC de reproduire les essais de traction d'une nappe géosynthétique réalisés en laboratoire selon la norme NF EN ISO 10319 (2015). La norme exige que les éprouvettes aient une taille minimale de 200 mm x 100 mm et qu'elles soient étirées à une vitesse de déformation constante de 20%/min. La simulation numérique tend à respecter les caractéristiques de l'essai normalisé. L'échantillon numérique est de même taille que l'échantillon testé en laboratoire. Pour le déroulement du calcul, il est nécessaire de préciser :

- Le nombre d'éléments ;
- Le nombre d'itérations maximal ;
- Les conditions limites en déplacement au niveau des mors de fixation ;
- La vitesse d'exécution de l'essai en m/s ;
- La position limite à atteindre en fin de calcul.

Lors de l'essai de traction, la force de traction, les déplacements des nœuds des éléments et les déformations dans chaque direction de fibres sont enregistrés. La courbe tension-déformation déduite des calculs peut être comparée à celle de l'essai normalisé. La modélisation des essais de traction sera

largement utilisée dans cette thèse pour vérifier que le comportement numérique de la nappe géosynthétique est similaire à celui observé expérimentalement sur la courbe traction-déformation (Figure 4-18 au chapitre 4 et Figure 5-1 au chapitre 5).

3.3 Procédure numérique pour simuler l'ouverture d'une cavité sous un remblai renforcé

Une procédure de calcul spécifique développée dans SDEC rend possible la modélisation numérique de l'ouverture d'une cavité positionnée au-dessous d'un remblai de sol cohésif renforcé par une nappe géosynthétique. L'ensemble des options de calcul proposées offre de nombreuses possibilités de calcul qui permettent de simuler pleinement les expérimentations et donc de satisfaire aux exigences liées à la géométrie (épaisseur du remblai, forme et diamètre de la cavité), à la procédure d'ouverture de la cavité (abaissement d'une trappe et ouverture de la cavité par augmentation progressive de son diamètre), aux conditions aux limites (nappe ancrée ou libre de se déplacer), au type et aux modalités de chargement (forme et taille de la dalle de chargement, position par rapport au centre de la cavité). Une fois que le modèle numérique est validé, il peut être utilisé soit pour appréhender les mécanismes mis en jeu dans le remblai renforcé (report de charge, comportement en membrane de la nappe et comportement d'interaction entre le sol et la nappe dans les zones d'ancrage) soit pour optimiser les caractéristiques des matériaux (raideur de la nappe géosynthétique, géométrie et caractéristiques mécaniques du remblai). Avant d'entrer dans le détail des études numériques abordées dans la thèse, il est nécessaire de décrire le modèle numérique de base et les résultats qui peuvent être obtenus.

3.3.1 Le modèle numérique de base

Le modèle numérique de base (Figure 3-9), adaptable à la géométrie de la cavité (cavité circulaire, rectangulaire ou en tranchée), est constitué d'un remblai, d'une nappe géosynthétique, d'un support de base et d'une dalle de chargement.

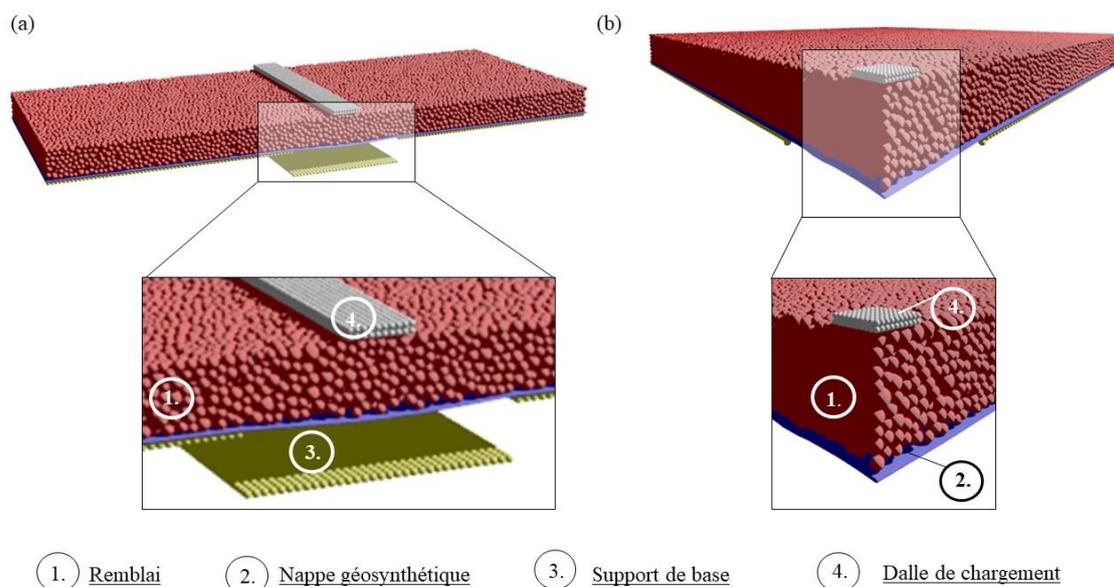


Figure 3-9. Géométrie du modèle numérique de base retenu pour simuler l'ouverture d'une cavité au-dessous d'un remblai renforcé par une nappe géosynthétique pour des cavités linéaires (a) ou localisées (b)

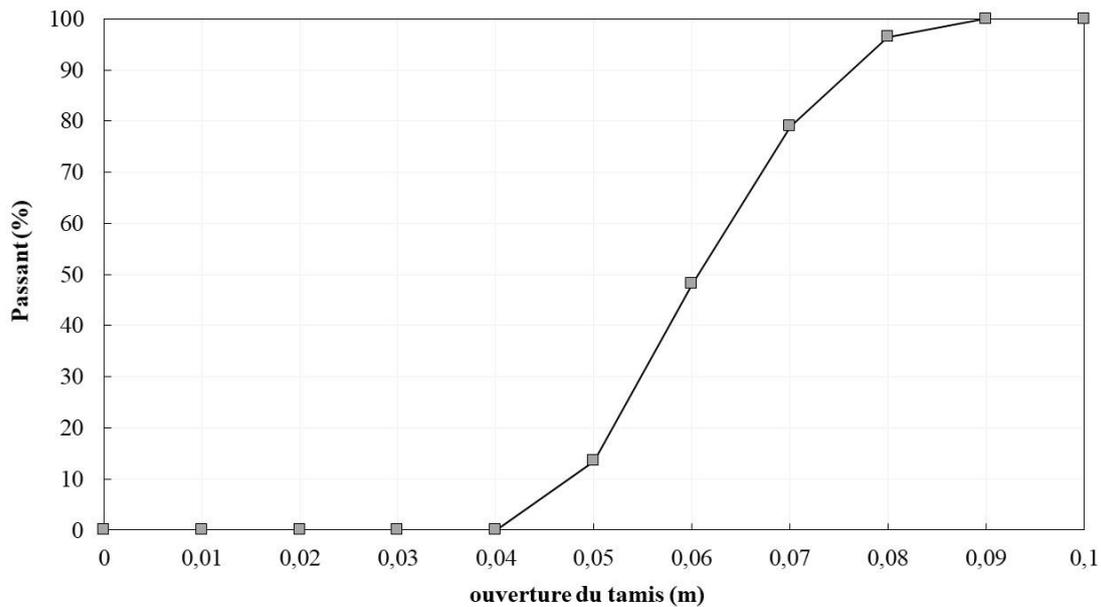


Figure 3-10. Courbe granulométrique du sol du remblai numérique

Le remblai est constitué par un ensemble de sphères (mis en œuvre à une porosité donnée) qui interagissent au niveau de leurs points de contact et qui permettent de restituer le comportement macroscopique du matériau granulaire (section 3.2.1). C'est lors de la procédure REDF de mise en œuvre des particules (section 3.2.1) qu'il faut définir la taille de l'échantillon numérique (largeur, hauteur et longueur) et le nombre de particules désiré. Comme le montre la courbe granulométrique de la Figure 3-10, différentes tailles de particules sont utilisées pour éviter les arrangements réguliers : les plus grosses sphères ont un diamètre deux fois plus important que celui des plus petites.

On rappelle que pour des applications de la DEM à des problèmes géotechniques une particule discrète ne représente pas nécessairement une particule de sol ce qui conduirait à des temps de calcul prohibitifs. Pour l'exemple traité, il est clair que la taille et la forme des particules numériques ne correspondent pas à la réalité de la granulométrie des sols utilisés dans les expérimentations.

Une nappe géosynthétique de faible épaisseur, de même largeur et de même longueur que le remblai, est placée sous celui-ci. Elle est modélisée par des éléments triangles à trois nœuds (section 3.1.1.2). Le comportement de la nappe géosynthétique (chapitre 5) a été modélisé en considérant deux directions de fibres. La loi de comportement linéaire à une pente a été adoptée pour le produit mono-raideur, et celui à deux pentes pour le bi-raideur inversée. Pour la modélisation de la membrane élastique (chapitre 4), huit directions de fibres ont été prises en compte (Section 3.1.1.2).

Le support est constitué par un ensemble de sphères régulièrement agencées et positionnées à la base du modèle (remblai et nappe géosynthétique). Le mouvement d'une partie des sphères du support est piloté en déplacement pour simuler l'ouverture de la cavité. Deux mécanismes d'ouverture peuvent être choisis dans le code SDEC : une ouverture progressive de la cavité par augmentation de son diamètre jusqu'à avoir une valeur maximale fixée (procédure « fontis ») et un abaissement progressif de l'ensemble des sphères du sol support positionnées au-dessus selon une cavité de diamètre D (procédure « trappe »). Dans la thèse, seule la procédure de type « trappe » sera utilisée pour le modèle numérique en 2D (Figure 3-9.a) et pour celui en 3D (Figure 3-9.b). Les paramètres d'interaction entre les sphères du support et les éléments de la nappe géosynthétique sont les raideurs normales et tangentielles et un angle de frottement d'interface ϕ_{int} .

Pour valider la position de la cavité et la vitesse d'abaissement de la trappe une étude de sensibilité a été réalisée par Huckert (2014) en modélisant un sol granulaire ayant une masse volumique de 15,5

kN/m^3 et un angle de frottement de 36° . Le modèle numérique a manifesté un comportement similaire pour un positionnement de la cavité en son centre et sur un des coins du remblai numérique (Figure 3-11). Ce résultat autorise à utiliser la symétrie du problème et par conséquent à diminuer les dimensions du remblai, le nombre de particules et le temps de calcul.

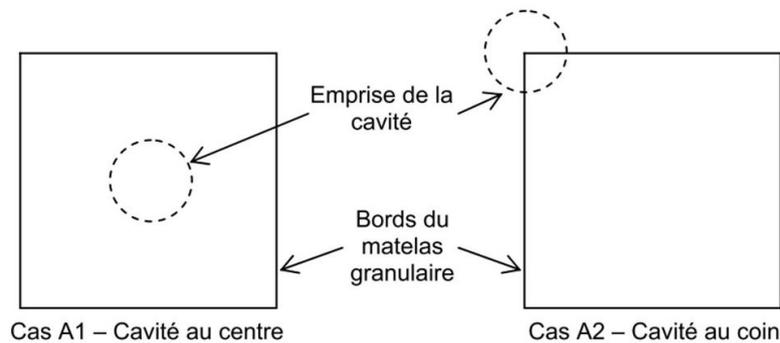


Figure 3-11. Positionnement de la cavité au centre (A1) et sur le coin (A2) du modèle (Huckert, 2014)

L'étude de sensibilité de la vitesse d'abaissement de la trappe a permis de conclure que : une valeur de vitesse trop petite ne permet pas d'obtenir un résultat dans un temps acceptable ; au contraire, une valeur trop importante peut conduire à des effets dynamiques qui ne sont pas désirés. Une valeur de vitesse $\leq 0,01$ m/s a été reconnue comme acceptable parce que peu influente sur les résultats. Lorsque la cavité est créée sous un sol cohésif suffisamment cohérent, le remblai ne s'effondre pas mais se comporte comme une poutre de flexion. Pour optimiser les temps de calcul, l'abaissement progressif de la trappe est maintenu jusqu'au décollement de la nappe géosynthétique. Ensuite la trappe est déplacée immédiatement en position basse.

Une fois l'ouverture de la cavité achevée et si la couche de sol est stable, celle-ci est chargée jusqu'à rupture. Deux procédures de chargement spécifiques peuvent être utilisées : charge imposée ou déplacement imposé.

La première procédure consiste en la mise en contact d'une dalle de chargement de géométrie rectangulaire (ou carrée) positionnée à la surface du remblai, puis en l'essai de chargement statique proprement dit. L'essai est contrôlé par incrémentation d'une force uniformément répartie sur la dalle de chargement, jusqu'à une valeur maximale (F_m) imposée. Afin d'optimiser le temps de calcul, le processus de chargement est divisé en plusieurs phases distinctes. Des valeurs différentes de l'accroissement de chargement dF peuvent être données à chaque phase. Par exemple (comme montré sur la Figure 3-12) si on connaît déjà l'ordre de grandeur de la charge de rupture, on peut imaginer une première étape de chargement assez rapide (dF_1) et l'autre plus lente (dF_2). Enfin, suivant les caractéristiques de la dalle, il est possible de définir soit une dalle rigide, soit une dalle souple épousant ou non la forme de la surface du remblai effondré. La rigidité de la dalle de chargement est fonction des composantes normale et tangentielle des raideurs (K^n et K^s) définies au niveau des contacts entre les sphères de la dalle.

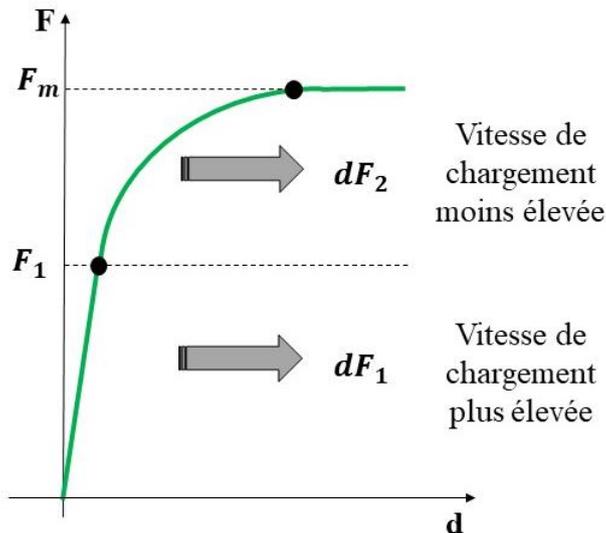


Figure 3-12. Procédure de chargement en force par étapes successives : Evolution des forces appliquées sur la dalle (F) en fonction des déplacements verticaux moyens du remblai (d)

Le second mode de chargement consiste à imposer une vitesse de déplacement à la dalle positionnée à la surface du remblai. Cependant, seule la première procédure d'application de la charge (dalle rectangulaire) sera utilisée dans les calculs numériques d'ouverture de cavités car c'est celle qui a pu être mise en œuvre pendant les essais de laboratoire (chapitre 4) et sur les chantiers expérimentaux (chapitre 5).

3.3.2 Analyse et interprétation des résultats

Pour permettre l'analyse et l'interprétation des résultats des simulations numériques relatives à l'effondrement des remblais cohésifs sujets à l'ouverture des cavités et chargés, le modèle numérique de base donne accès à un grand nombre d'informations à chaque étape du calcul (forces de contacts et positions des particules du sol, et tensions, déformations et positions des nœuds pour les éléments de la nappe géosynthétique) qu'il faut traiter et analyser. Généralement, les étapes les plus significatives et intéressantes à analyser sont : la fin du processus d'ouverture de la cavité, le chargement du remblai jusqu'à sa rupture, l'effondrement de la couche de sol sur la nappe géosynthétique.

Un exemple de résultats typiques est présenté ci-dessous pour une cavité circulaire de 2 m de diamètre. Il s'agit du modèle de base utilisé par la suite pour le prédimensionnement (section 3.4) et pour la retro analyse (section 5.3 du chapitre 5) des expérimentations en vraie grandeur pilotées par l'entreprise AfiTexinov. Le comportement mécanique du matériau de remblai de hauteur 0,5 m a été reproduit en utilisant le critère de rupture de Mohr Coulomb. Une nappe géosynthétique de faible épaisseur a été positionnée en-dessous du remblai. Deux directions de fibres de caractéristiques mécaniques différentes sont considérées (sens production et sens trame). Le remblai a été chargé jusqu'à la rupture par une dalle de chargement de 0,5 m de côté centrée sur la cavité.

Le Tableau 3-3 synthétise les caractéristiques principales utilisées dans le calcul en termes de poids spécifique du sol sec γ_d , teneur en eau w , cohésion C_{uu} , angle de frottement φ_{uu} et résistance à la traction du sol σ_t et de raideurs du renforcement géosynthétique (J_{sp} et J_{st}).

Tableau 3-3. Synthèse des caractéristiques du sol et du renforcement géosynthétique

Sol cohésif					GSY	
γ_d (kN/m^3)	w (%)	C_{uu} (kPa)	φ_{uu} (°)	σ_t (kPa)	J_{sp} kN/m	J_{st} kN/m
15	16-18	18,9	34,9	15	2395	30

Comme la Figure 3-9.b le montre, la double symétrie du problème permet de modéliser seulement un quart de la géométrie ce qui permet d'optimiser les temps de calcul.

Les principaux résultats qui peuvent être déduits des simulations numériques sont :

- Le déplacement maximal de la nappe en fonction de la force de chargement ;
- Les déplacements verticaux et horizontaux de la nappe géosynthétique ;
- Les déformations et les tensions de la nappe géosynthétique ;
- Le déplacement des sphères du remblai et les contraintes principales déduites des forces de contact (Weber, 1966) ;
- Les contraintes verticales agissant sur et sous le renforcement et le taux de chargement de la nappe géosynthétique.

La Figure 3-13 montre la courbe du déplacement maximal de la nappe (d_{nv_max}) avec la force de chargement (F).

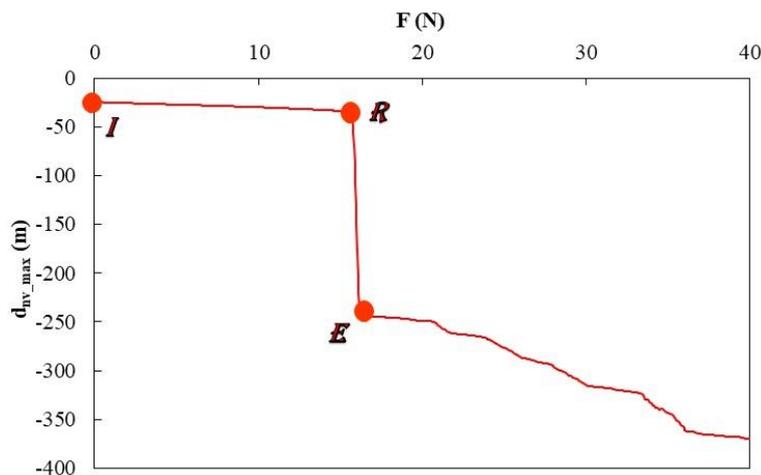


Figure 3-13. Déplacement maximal de la nappe (d_{nv_max}) avec la force de chargement (F)

Les trois instants significatifs (ouverture complète de la cavité, chargement du remblai jusqu'à rupture et effondrement de la couche de sol) sont mis en évidence sur la courbe par les points I, R et E. Cette courbe permet d'identifier la force qui correspond à la rupture de la couche du remblai. Dans le cas d'un sol cohésif, une rupture brutale est observée (valeur de force de rupture unique $F=16$ kN pour le cas de la Figure 3-13). La partie de la courbe après la rupture montre le rôle de la nappe géosynthétique qui soutient le bloc de sol effondré.

L'analyse du comportement de la nappe géosynthétique est faite sur la base des déplacements verticaux et horizontaux des nœuds des éléments de la nappe (Figure 3-14) et (Figure 3-15) et des déformations et des tensions pour différentes directions de fibres (Figure 3-16).

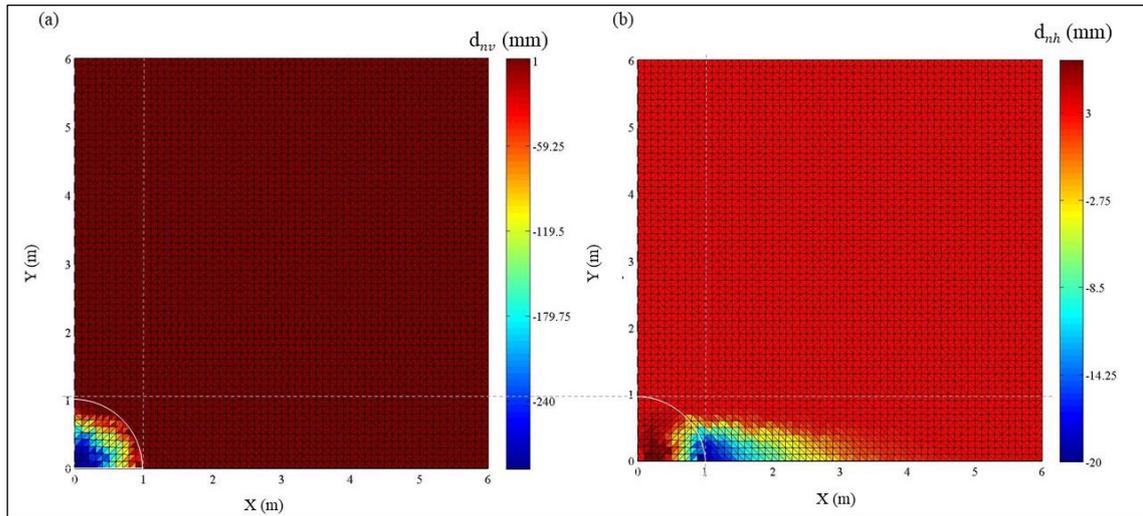


Figure 3-14. Champ de déplacements verticaux (d_{nv}) (a) et horizontaux dans la direction X (d_{nh}) de la nappe géosynthétique (b)

Le champ des déplacements verticaux (d_{nv}) et horizontaux dans la direction X (d_{nh}) des nœuds de la nappe géosynthétique, donné à l'aide d'une échelle chromatique, permet d'avoir une vision globale de la position des déplacements sur la nappe. Pour l'exemple présenté sur la Figure 3-14 on observe un déplacement vertical maximal (d_{nv_max}) au centre de la cavité, et un déplacement horizontal en direction X maximal (d_{nh_max}) au bord de celle-ci ($X = 1$ m). Comme la Figure 3-14.a le montre, le champ des déplacements verticaux n'est pas symétrique dans les deux directions X et Y. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que des valeurs de rigidité différentes ont été attribuées aux deux directions des fibres ($J_{sp} = 2\,395$ kN/m en direction X sens production et $J_{st} = 30$ kN/m en direction Y sens transverse).

Le schéma de la Figure 3-15.a donne la définition des déplacements vertical (d_{nv}), horizontal (d_{nh}) et total (d_n) d'un point G générique d'une fibre de la nappe géosynthétique.

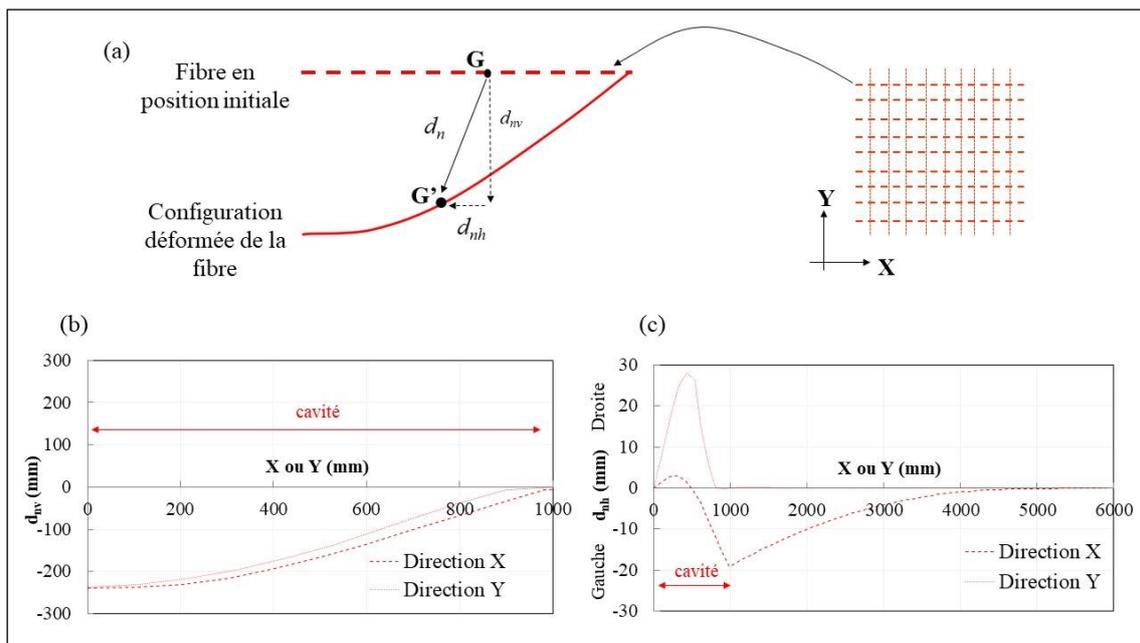


Figure 3-15. Déplacements d'un point générique de la nappe géosynthétique sollicitée en membrane (a), déplacements verticaux au-dessus de la cavité (d_{nv}) et horizontaux au-dessus de la cavité et dans les zones d'ancrage (d_{nh}) d'une fibre de la nappe géosynthétique (b et c) au point E de la courbe de chargement

En observant la valeur des déplacements verticaux (d_{nv}), et horizontaux (d_{nh}) (Figure 3-15), dans les directions X et Y au moment de l'effondrement (point E sur la courbe de la Figure 3-13), l'asymétrie dans les deux directions est confirmée. Par convention, les valeurs de déplacement horizontal positives indiquent un déplacement vers la droite, les valeurs négatives un déplacement vers la gauche. La mobilisation du géosynthétique dans les zones d'ancrage dans la direction X du renforcement est également clairement démontrée.

Pour compléter les informations disponibles pour la nappe géosynthétique, les déformations ε et les tensions T sont représentées dans la direction X du renforcement ($J_{sp} = 2\,395\text{ kN/m}$) sur la Figure 3-16.

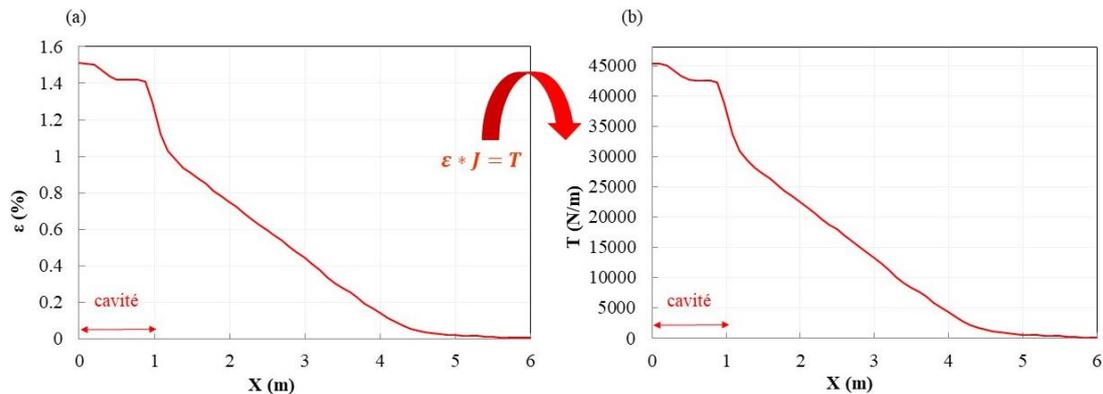


Figure 3-16. Déformations (a) et tensions (b) de la nappe géosynthétique

Les allures des courbes de la Figure 3-16.a Figure 3-16.b sont similaires pour l'exemple présenté car la loi de comportement reliant les déformations et les tensions est linéaire, et qu'une seule valeur de rigidité est attribuée pour chaque fibre. On verra au chapitre 5 que les deux courbes peuvent être différentes lorsque le comportement de la fibre est défini avec plusieurs raideurs (géosynthétique bi-raideur inversée). On peut déduire de la Figure 3-16 les valeurs maximales de la déformation et de la tension, ainsi que leur distribution, en particulier dans la zone d'ancrage. Cette information sera nécessaire quand on comparera le comportement d'une nappe géosynthétique à deux raideurs pour un sol granulaire et pour un sol cohésif (chapitre 5).

Le comportement du remblai cohésif peut être analysé en observant le déplacement des sphères (d_{sv}) et les contraintes principales déduites des forces de contact (Weber, 1966). La Figure 3-17 montre le déplacement des sphères et les contraintes principales au sein du remblai pour les trois moments significatifs (I, R et E) et sur la largeur de la cavité (1 mètre).

On peut notamment déduire de la Figure 3-17 les tassements de surface (d_{sv}). Les sphères présentent une couleur différente selon l'intensité du déplacement vertical qu'elles subissent. Le bloc de sol qui s'effondre est facilement repérable grâce au contraste fort de couleur. La représentation par des croix des directions et amplitudes des contraintes principales au sein du remblai (Figure 3-17.b) permet de comprendre le mécanisme de rupture de la couche de sol. Entre l'ouverture de la cavité (I) et l'effondrement (E), on observe une augmentation de l'intensité et une rotation des contraintes principales. A l'ouverture de la cavité (I) les contraintes principales dans la partie du remblai située au-dessus de la cavité sont faibles et diminuent d'intensité avec la profondeur du remblai, un « effet voûte » se manifeste. Après l'effondrement du sol de remblai sur la nappe géosynthétique (E) les contraintes verticales les plus fortes sont situées au-dessus de la cavité (effondrement du bloc de sol sur lequel est appliqué la surcharge qui se détache du reste du remblai). Juste avant rupture et lors de la phase de chargement (R) la charge est clairement redirigée vers les bords de la cavité par effet voûte.

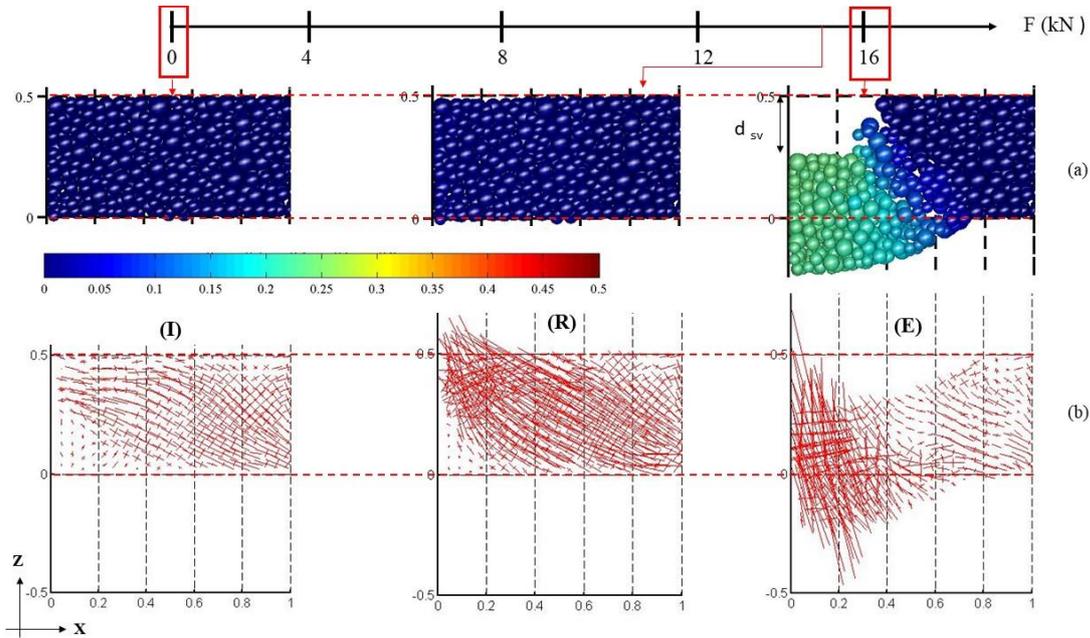


Figure 3-17. Déplacement des sphères du remblai (d_{sv}) (a) contraintes principales au sein du remblai pour les trois moments significatifs (b) : ouverture (I), rupture (R) et effondrement (E)

Sur la Figure 3-18, une représentation globale de l'évolution des contraintes principales dans le remblai (jusqu'à 3 mètres de largeur) permet de visualiser le mécanisme de transfert de charge et de valider les considérations faites sur la Figure 3-17.

L'analyse simultanée du champ de déplacements des sphères du remblai et de la déformée de la nappe présentée sur la Figure 3-19 au moment de l'effondrement (point E, Figure 3-13) permet de déterminer le mode d'interaction entre les éléments de la nappe géosynthétique et les particules de sol.

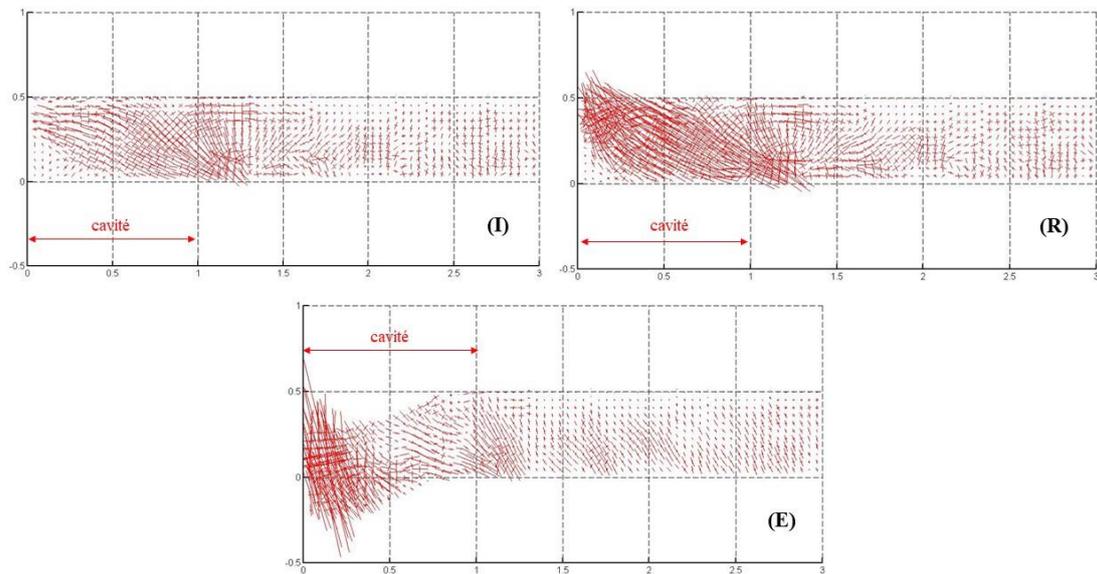


Figure 3-18. Contraintes principales dans le remblai sur la largeur totale de 3 mètres dans la direction X pour les trois moments significatifs : ouverture (I), rupture (R) et effondrement (E)

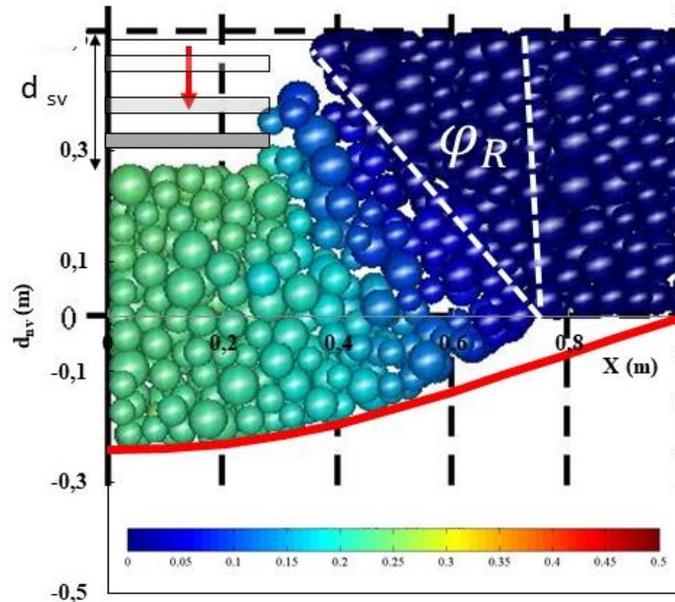


Figure 3-19. Superposition du champ de déplacements des sphères et de la déformée de la nappe (courbe rouge) à l’effondrement (point E de Figure 3-13)

Le schéma de la Figure 3-19 fait apparaître un décollement de la nappe géosynthétique avec le sol de remblai et une déformée plus ou moins aplatie de la nappe au centre de la cavité. Le champ de déplacements des sphères permet de calculer le tassement en surface (d_{sv}) et d’analyser la cinématique de rupture (blocs de sol effondré, angle d’inclinaison des lignes de rupture φ_R). Pour l’exemple présenté, la comparaison du tassement en surface (d_{sv}) avec le déplacement de la nappe géosynthétique (d_{nv}) montre que le sol s’est densifié ($d_{sv} > d_{nv}$).

A partir des forces de contact entre les particules de sol et la nappe, il est possible d’estimer le taux de chargement de la nappe (T_c) et par voie de conséquence d’en déduire le taux de report de charge vers les zones stables situées de part et d’autre de la cavité ($R_{ec} = 1 - T_c$). T_c est définie par (3. 24) comme le rapport entre la charge F_i qui agit sur la portion de nappe située au-dessus de la cavité et la somme ($P + F$) du poids du cylindre de sol situé au-dessus de la cavité ($P = \gamma * V$) et de la surcharge éventuellement appliquée F (Figure 3-20).

$$T_c = \frac{F_i}{P+F} \tag{3. 24}$$

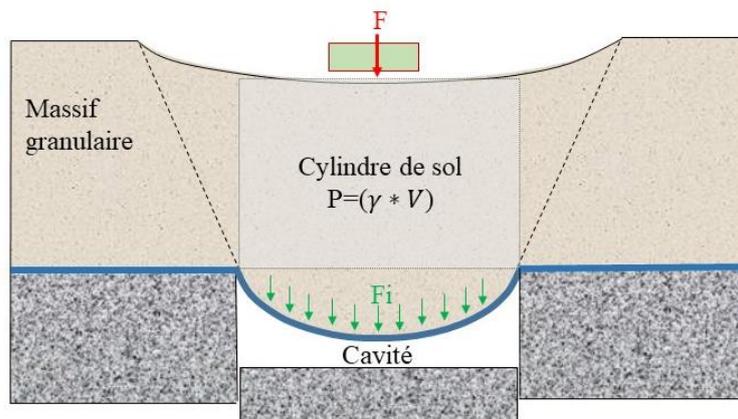


Figure 3-20. Forces transmises à la nappe géosynthétique par le sol effondré

Sur la Figure 3-21, le taux de chargement T_c est représenté en bleu foncé pour les trois moments significatifs : ouverture complète de la cavité (I), chargement du remblai jusqu’à rupture (R) et effondrement de la couche de sol (E).

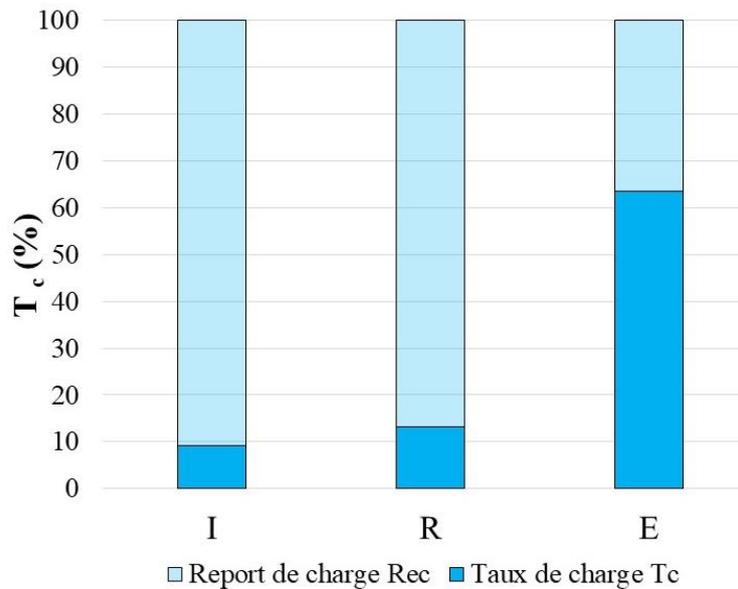


Figure 3-21. Taux de chargement de la nappe T_c et report de charge vers les bords de la cavité R_{ec} à l'ouverture (I), à rupture (R) et à effondrement du sol (E)

L'histogramme présenté sur la Figure 3-21 permet d'identifier rapidement le rôle de la nappe géosynthétique. Généralement, des valeurs très faibles sont observables pour les étapes I et R ; une valeur plus importante est visible au moment de l'effondrement E ($T_c=65\%$ pour l'exemple présenté sur la Figure 3-21). Le report de charge R_{ec} vers les bords de la cavité à l'effondrement est de 35%.

L'interaction du remblai avec la nappe de renforcement peut être analysée aussi en observant le champ des contraintes verticales (σ_v) transmises sur et sous la nappe géosynthétique (Figure 3-22). Le graphique de gauche montre les valeurs moyennes de contrainte verticale pour chaque couronne de 5 cm de largeur au moment de l'effondrement de la couche de sol (point E sur la courbe Figure 3-13). Des valeurs constantes de la contrainte verticale correspondant à la valeur théorique de la contrainte initiale de 9 kPa (pour une hauteur du remblai de 0,5 m et un poids volumique de 18 kN/m³) sont observées au-dessous et au-dessus de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage éloignées des bords de la cavité. Dans la partie centrale de la cavité, une valeur maximale des contraintes est enregistrée au-dessus de la nappe au moment de l'effondrement ($\sigma_{v,max} = 32$ kPa pour l'exemple de la Figure 3-22). Sous la nappe, les contraintes les plus importantes sont bien évidemment situées sur le pourtour de la cavité.

Les valeurs maximales de contrainte verticale numérique enregistrées sur la nappe géosynthétique au moment de l'effondrement de la couche de sol seront comparées avec les observations expérimentales à la petite et grande échelle aux chapitres 4 et 5 respectivement pour la validation du modèle numérique.

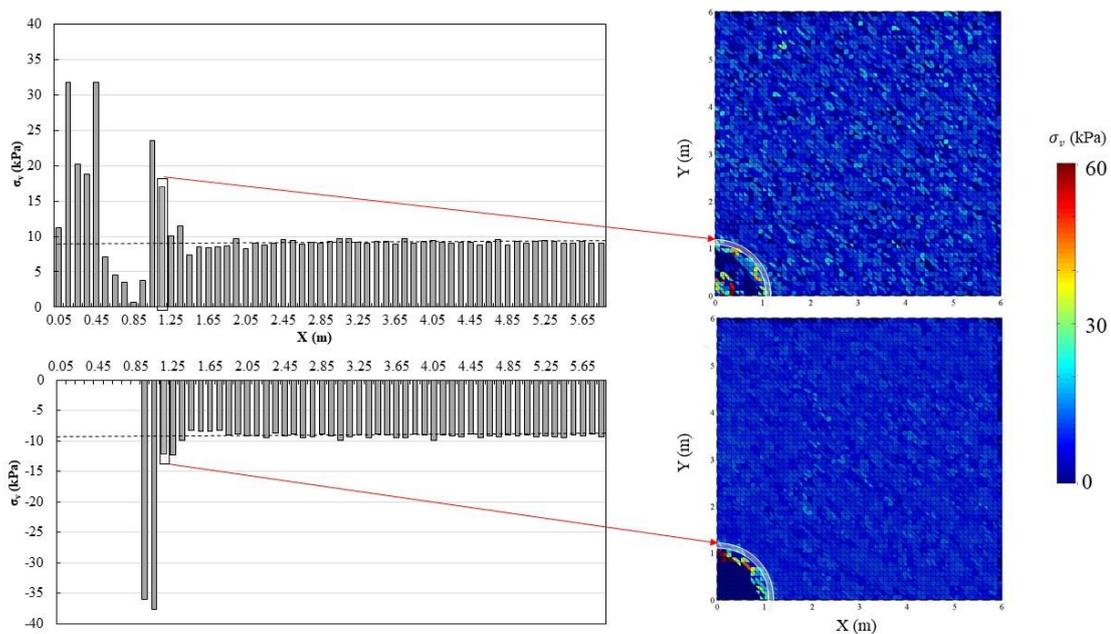


Figure 3-22. Distribution des contraintes verticales (σ_v) transmises au-dessus et au-dessous de la nappe géosynthétique

Les résultats présentés ici ne sont qu'une illustration des résultats qui seront présentés pour chaque calcul numérique abordé dans les chapitres suivants de ce mémoire de thèse. Ils montrent clairement que l'analyse numérique est un outil fondamental pour la compréhension des phénomènes d'effondrement des couches cohésives et de report de charge.

3.4 Le prédimensionnement de la campagne expérimentale réalisée à la Tour du Pin

Pour démontrer l'importance et la véracité de l'outil numérique, il faut souligner que des simulations numériques semblables à celles illustrées au paragraphe 3.3.2 ont permis de définir les caractéristiques et les propriétés des matériaux constitutifs des remblais renforcés qui ont été mis en œuvre lors de l'étude expérimentale faite à la Tour du Pin et qui sera décrite dans la section 5.2 de ce mémoire de thèse. L'objectif de ces expérimentations était de simuler l'ouverture de cavités de 1 m et de 2 m de diamètre sous des remblais cohésifs dont il fallait définir la hauteur et les caractéristiques mécaniques. Les remblais devaient être sollicités jusqu'à la rupture par des charges verticales d'intensité raisonnable au regard des conditions de chantier. La raideur en traction des renforts géosynthétique devait être telle que des déformations et des déplacements significatifs puissent être mesurés.

La première question, la plus importante, qui s'est posée était liée à la détermination de la valeur minimale de la résistance à la traction que devait atteindre le matériau de remblai (pour une épaisseur de remblai donnée) pour que la couche de sol cohésive soit stable lors d'une ouverture de la cavité à 1 m et qu'il y ait rupture lors d'une ouverture de la cavité à 2 m. Une étude paramétrique impliquant différentes caractéristiques du matériau de remblai a été menée sur des remblais de différentes hauteurs (de 0,5 m à 0,1 m). En analysant les reports de charge et les valeurs des déplacements verticaux au centre la nappe pour différentes valeurs de résistance à la traction, on a pu répondre à la question. En effet, la résistance critique en dessous de laquelle la stabilité de la couche de sol de 0,5 m d'épaisseur est compromise lors d'une ouverture de cavité à 2 m est entre 9 et 15 kPa (Figure 3-23).

C'est cette dernière valeur qu'il faut atteindre pour que la couche de sol soit stable à l'ouverture des cavités de 2 mètres de diamètre. La stabilité de la couche de remblai est alors garantie aussi à 1 mètre d'ouverture d'une cavité.

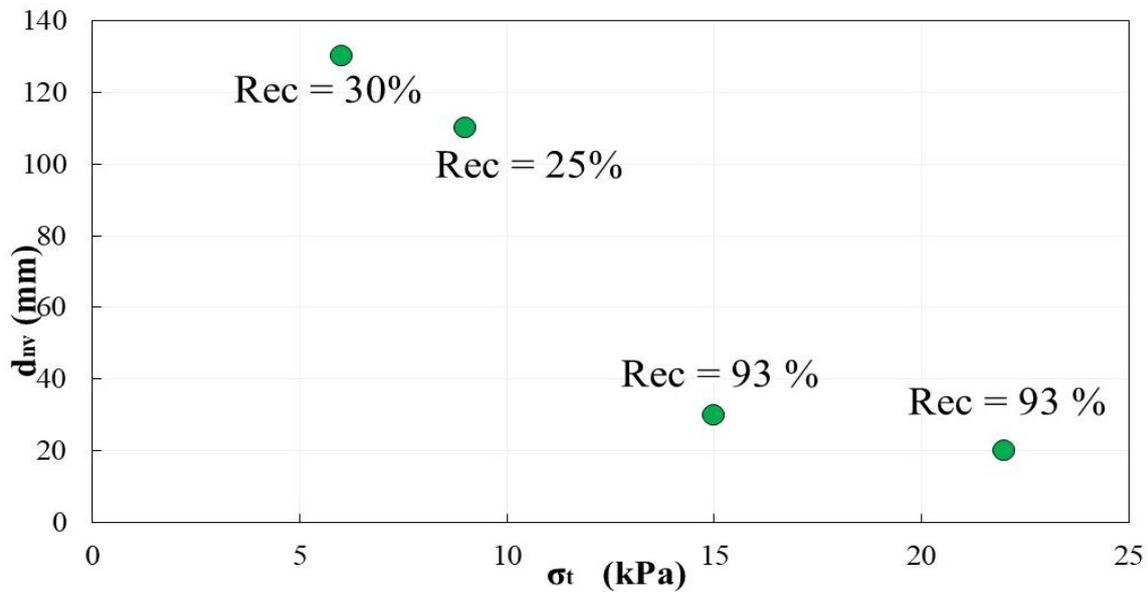


Figure 3-23. Déplacement vertical maximal de la nappe géosynthétique et report de charge pour différentes valeurs de la résistance à la traction du sol

Deux autres questions ont été abordées pendant cette étude paramétrique préliminaire. La première devait permettre de définir l'ordre de grandeur des charges qu'il faudrait appliquer pour rompre le remblai cohésif dans l'éventualité qu'il soit stable à l'ouverture de la cavité à 2 mètres de diamètre. La seconde est liée à l'estimation des déplacements maximums et des déformations du géosynthétique qui seraient atteints lors de la rupture du remblai avec l'emploi d'une nappe géosynthétique de raideur $J_{sp}=2\ 395$ kN/m (géosynthétique envisagé par Afiteixinov pour les expérimentations et faisant partie de sa gamme de produits de renforcement classique).

Plusieurs séries de simulations numériques ont été réalisées qui montrent que pour atteindre des niveaux de chargement à la rupture de 3 à 5 tonnes ($F=30$ kN) il faut que la résistance à la traction du sol σ_t soit de l'ordre de 22 kPa. Les essais préliminaires de caractérisation des matériaux présélectionnés pour effectuer les expérimentations ont fait état d'une résistance à la traction de 15 kPa. Dans ces conditions et pour une raideur $J_{sp}=2\ 395$ kN/m de la nappe géosynthétique, un chargement à la rupture de 1,6 tonnes et des déplacements de la nappe géosynthétique de l'ordre de 250 mm ($d_{n,v}$ de Figure 3-14) ont été estimés (voir résultats de la simulation numérique présentée au chapitre 3.3.2). Des essais de chargement même après rupture de la couche de sol peuvent être menés directement après l'effondrement. La réponse de la nappe géosynthétique est observable sur la Figure 3-13 (force F vs déplacement maximal de la nappe d_{nv_max}).

Ces considérations ont permis de réaliser la campagne expérimentale de la Tour du Pin et d'alimenter la base de données qui sera largement utilisée pour la rétro-analyse des résultats expérimentaux pour la validation du modèle numérique de base (chapitre 5).

3.5 Conclusions

Ce chapitre s'est focalisé sur la description de l'outil numérique utilisé pour analyser le comportement d'un remblai cohésif renforcé par une nappe géosynthétique lorsqu'une cavité s'ouvre. Une modélisation numérique couplée (aux éléments discrets et éléments finis) a été implémentée. Elle

permet de bien comprendre le mécanisme de rupture de la couche de sol cohésive et le transfert de charge agissant sur la nappe du centre vers les bords de la cavité. Les simulations numériques présentées dans ce chapitre ont permis de valider la procédure numérique et d'obtenir des résultats et informations préliminaires qui nous ont servi lors de la confrontation du modèle avec les résultats expérimentaux obtenus en laboratoire ou in situ.

En résumé, l'hétérogénéité du sol a été modélisée par les éléments discrets (MED). Après avoir décrit l'ensemble des équations à la base de l'algorithme qui modélise le lien entre deux sphères au niveau du contact, une attention particulière a été portée sur le critère de rupture. Le code prévoit la possibilité de choisir entre deux critères de rupture : le critère classique de Mohr-Coulomb et celui proposé par Delenne (2002). Le critère de Mohr Coulomb a été largement utilisé dans la littérature. Au contraire l'utilisation du critère de Delenne, plus adaptable pour décrire le comportement d'un matériau cohésif, est plus original. Les deux modèles, Mohr Coulomb et Delenne, ont été utilisés principalement pour représenter le comportement à la rupture des sols cohésifs (comportement au pic sous sollicitation triaxiale et en traction du sol cohésif). Pour avoir la possibilité de modéliser le comportement ductile ou fragile d'un matériau, plusieurs critères post rupture ont été implémentés pour la loi de Delenne. La différence entre ces modèles sera explicitée au chapitre 4 lors d'une étude paramétrique.

La structure complexe d'une nappe géosynthétique est simplifiée par un maillage modélisé aux éléments finis qui permet de simuler l'effet « membrane » du renforcement qui se met en tension. Le code permet de modéliser plusieurs directions de fibres. Pour chaque direction il est possible de donner une loi de comportement différente. Trois types de renforcement seront utilisées dans la thèse : un géosynthétique à deux directions de renforcement au comportement linéaire, une nappe géosynthétique à deux directions de renforcement avec une loi de comportement linéaire à deux pentes sur une des deux directions et à une pente sur l'autre, une membrane élastique ayant un comportement isotropique non linéaire. Pour chaque loi spécifique, les paramètres de base ont été décrits dans ce chapitre.

Dans le but d'aborder une modélisation numérique d'ouverture des cavités sous remblais cohésif renforcés, les matériaux (sol et nappe géosynthétique) ont été caractérisé numériquement par des essais triaxiaux et de traction. Des exemples des essais triaxiaux ont été illustrés dans le chapitre pour montrer les aptitudes du code de calcul à bien modéliser le comportement des sols.

Enfin, le modèle numérique de référence a été illustré. Il se compose d'une couche de remblai cohésif, d'un support de base pour créer l'ouverture des cavités et d'une dalle de chargement en surface. Un exemple des différents résultats que l'on peut obtenir lors d'un calcul d'ouverture de cavités et de chargement de la surface du remblai cohésif a été présenté (déplacements verticaux et horizontaux, déformations et tensions de la nappe géosynthétique, force de rupture, tassement de la surface du remblai et transfert de charge). Des simulations numériques du même type, en phase préliminaire, ont conduit à la définition des essais d'ouverture sur le chantier de la Tour du Pin (caractéristiques du remblai, de la nappe géosynthétique et du protocole de chargement).

Capitolo 4 : Expérimentations en laboratoire et modélisation numérique d'ouverture de cavités à échelle réduite

4.1 Introduction

Le but de ce chapitre est de constituer une base de données expérimentales sur un modèle à échelle réduite qui permette ensuite de valider un modèle numérique d'ouverture de cavités (chapitre 3, Figure 3-9.a).

Dans un premier temps, une campagne expérimentale est présentée et analysée. Les essais d'ouverture d'une cavité sous un remblai de sol cohésif renforcé par une nappe géosynthétique ont été réalisés à l'aide d'un dispositif équipé d'un mécanisme d'ouverture dit à la « trappe ». Il s'agit d'une campagne expérimentale complémentaire à celle effectuée par Hassoun (2019) et décrite dans le chapitre 2 de la bibliographie. La procédure d'abaissement de la trappe de cette nouvelle campagne est similaire à celle adoptée par Hassoun. En revanche, la méthode de chargement a été modifiée et s'appuie sur l'utilisation d'un vérin afin d'obtenir des valeurs de charge de rupture plus précises que celles des essais de Hassoun. De plus, les conditions d'essai sont différentes pour la nouvelle campagne expérimentale par rapport à la précédente : la plaque verticale en plexiglas de devant est retirée avant d'abaisser la trappe et ce pour limiter les phénomènes de frottement.

Ensuite, la modélisation numérique est présentée. Le critère de Mohr Coulomb est retenu pour la modélisation du remblai cohésif. Les résultats numériques sont comparés avec les mesures de la nouvelle campagne expérimentale en termes de tassement de surface, de déplacement de la membrane et de forme des blocs effondrés. Ils sont également confrontés aux résultats de la campagne expérimentale précédente, réalisée par Hassoun, en termes de déformation de la nappe géosynthétique et de contrainte transmise par le sol sur la nappe au-dessus de la cavité.

Enfin, la modélisation numérique a été reconsidérée en intégrant la loi de contact de Delenne. Une comparaison détaillée montrera les différences de comportement de la couche cohésive lors de sa rupture et de son effondrement sur la nappe entre le critère de Mohr Coulomb et celui de Delenne et ce pour les différents modèles de comportement adoptés post rupture.

Une fois le modèle numérique considéré comme pertinent, il sera utilisé pour la validation d'une méthode analytique de dimensionnement adaptée de celle proposée par Huckert (2015).

4.2 La campagne expérimentale

Dans le but de confirmer et d'enrichir les résultats obtenus par Hassoun (2019), de nouveaux essais ont été réalisés dans le cadre de la thèse.

De manière similaire aux essais précédents, la nouvelle campagne a été effectuée à l'aide d'une cuve rectangulaire de 1,0 m de longueur et 0,4 m de largeur. Une membrane en caoutchouc de 2 mm d'épaisseur et ayant un comportement élastique non linéaire (section 2.4.4.2 du chapitre 2) a été placée au fond de la cuve. Le sol cohésif a été positionné au-dessus de la nappe de renforcement par couches successives. Il s'agit d'un sable argileux ayant un poids volumique sec $\gamma_d = 13,8 \text{ kN/m}^3$ et une teneur en eau $w = 15\%$. Des essais triaxiaux en compression ont permis d'obtenir une cohésion

de 5,5 kPa et un angle de frottement de 35°. Le sol du remblai a été compacté à l'aide d'une dame de compactage manuelle de 15 cm X 15 cm et un poids de 5,6 kg.

Afin de tester l'influence de la densité du sol sur le mécanisme d'effondrement du remblai, sa mise en place a été effectuée par couches de sol de 0,025 m d'épaisseur pour la première procédure et de 0,05 m pour la seconde. Pour les deux procédures, la surface de chaque couche de sol a été scarifiée pour éviter au plus possible la non-homogénéité à chaque phase de compactage et les discontinuités physiques entre les couches (Figure 4-1).

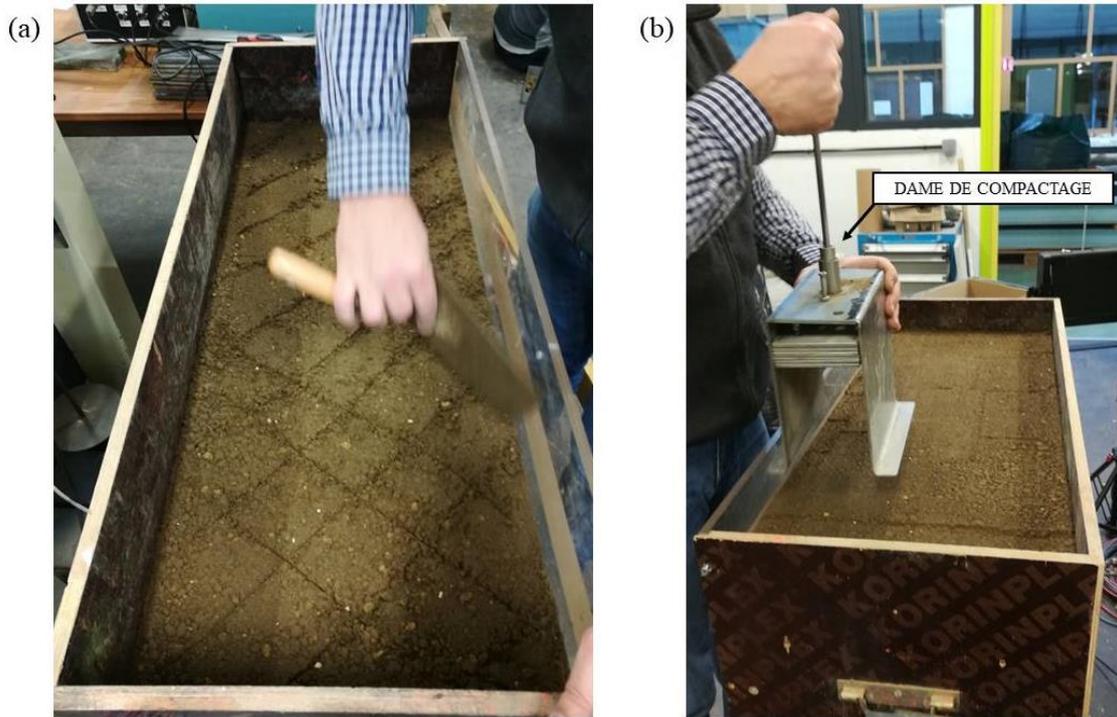


Figure 4-1. Procédure de mise en place du sol cohésif : scarification de la surface (a) et compactage à l'aide d'une dame (b).

Différents essais ont été effectués pour tester plusieurs rapports H/D (épaisseur du remblai sur largeur de la trappe) en changeant l'épaisseur du remblai. En particulier, des valeurs de H égales à 0,05 m, 0,10 m et 0,15 m ont été adoptées. Plusieurs répétitions des essais ont été jugées nécessaires pour confirmer les résultats obtenus, différentes valeurs de teneur en eau ont été adoptées. Le Tableau 4-1 présente les essais réalisés (n°1 à 8) et leurs spécificités : le nombre de couches N_c adopté pour chaque sous-couche de 0,05 m, la teneur en eau w et la densité humide γ_a après la mise en œuvre du sol du remblai pour chaque essai.

Tableau 4-1. Programme des essais

<i>Essai n°</i>	H (m)	<i>N_c</i>	<i>w</i> (%)	γ_a (KN/m ³)
1	0,05	2	12,8	15,3
2		2	12,5	15,2
3		1	14,9	15,5
4	0,10	2	13,0	15,3
5		1	12,6	15,2
6		1	14,6	15,5
7	0,15	1	14,0	15,4
8		1	15,0	15,6

Après le remplissage de la cuve, la trappe (0,20 m de largeur) a été descendue à une vitesse constante de 0,016 m/s. Après stabilisation, la surface du remblai a été chargée jusqu'à la rupture. Pendant les phases d'ouverture de la cavité et de chargement (et déchargement) de la surface, les mouvements du sol de remblai sont enregistrés par une caméra numérique de 2 mégapixels avec une fréquence de 30 images par seconde.

4.2.1 Le mécanisme de chargement

Pendant la campagne expérimentale réalisée par Hassoun (2019), la phase de chargement de la surface du remblai a été réalisée en positionnant manuellement et successivement plusieurs plaques de métal à la surface du sol jusqu'à la rupture de la couche de sol (Figure 4-2.a). La méthode de chargement retenue pour les nouveaux essais consiste à appliquer une charge verticale à l'aide d'un vérin qui descend à une vitesse constante de 0,15 mm/s. Le vérin est connecté à un système d'acquisition de mesures qui permet de déterminer la force de chargement via un capteur de 1600 N (capteur Celtron STC-100 kg avec une précision de $\pm 1 N$ sur la gamme courante) (Figure 4-2.b). Pour reproduire un comportement bidimensionnel et obtenir une répartition homogène des efforts sur la largeur du modèle, une plaque rectangulaire de 0,05 m x 0,4 m est raccordée au mécanisme de chargement.

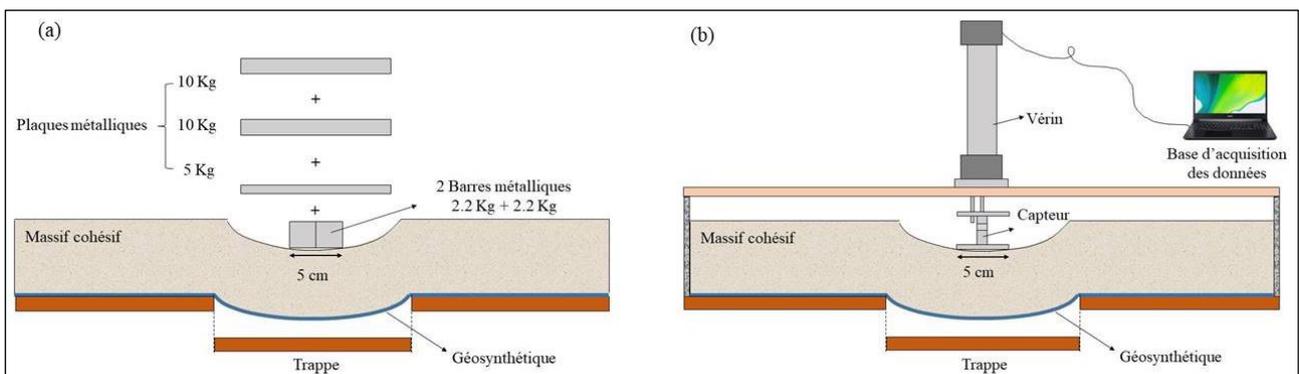


Figure 4-2. Schéma de chargement en surface de la couche de sol cohésif. Méthode adoptée par Hassoun (2019) (a) ; utilisation d'un vérin de chargement (b)

La Figure 4-3 montre différentes phases d'exécution de l'essai N°7 de la campagne expérimentale du Tableau 4-1. La Figure 4-3.a correspond au début de la phase de chargement de la surface du remblai avec le vérin en position initiale. La Figure 4-3.b correspond à la phase de rupture après application de la charge.

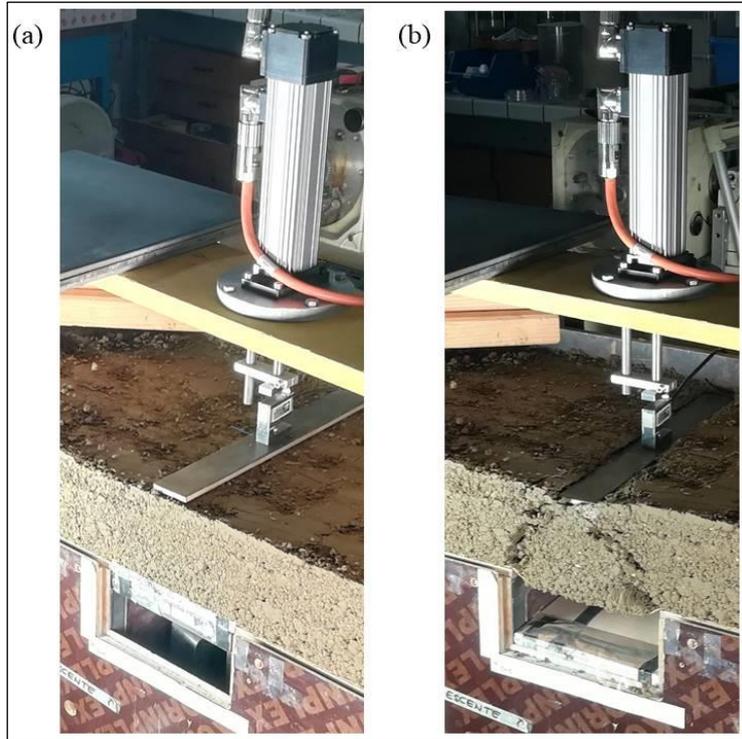


Figure 4-3. Méthode de chargement par vérin. Essai n°7 : avant (a) et après rupture (b)

4.2.2 Analyse des résultats

L'analyse des résultats a été conduite en observant :

- La courbe force/déplacement du vérin qui permet d'obtenir la force de rupture de la couche de sol ;
- Le champ des déplacements verticaux de la membrane sur la face avant de la cuve qui conduit à la détermination de la géométrie déformée de la membrane et à la flèche maximale dans l'axe de la cavité ;
- La géométrie de surface du remblai après rupture pour enregistrer les glissements de masse et les déplacements horizontaux des blocs de sol situés de part et d'autre de la cavité vers le centre de la trappe ;
- La géométrie des blocs effondrés pour souligner les lignes de rupture et éventuellement mesurer les angles que forment les frontières des blocs avec la verticale.

4.2.2.1 Courbe force/déplacement

Le programme d'acquisition de mesures enregistre la force et la position du vérin toutes les 2s. Les courbes de chargement sont tracées pour chacun des essais du Tableau 4-1. Les courbes de chargement pour les essais N°1, 2 et 3 ($H = 0,05$ m) sont illustrées sur la Figure 4-4, celles des essais N°4, 5 et 6 ($H = 0,10$ m) sur la Figure 4-5, et celles des essais N°7 et 8 ($H = 0,15$ m) sur la Figure 4-6.

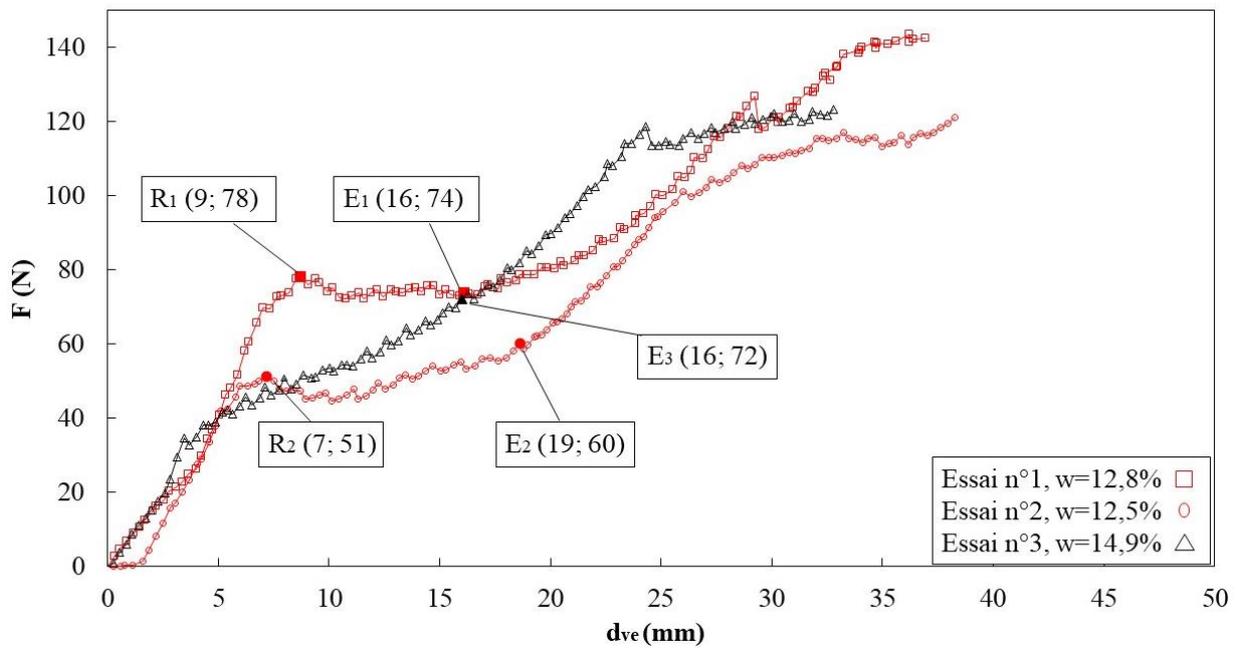


Figure 4-4. Courbes de chargement pour les essais n°1, 2 et 3

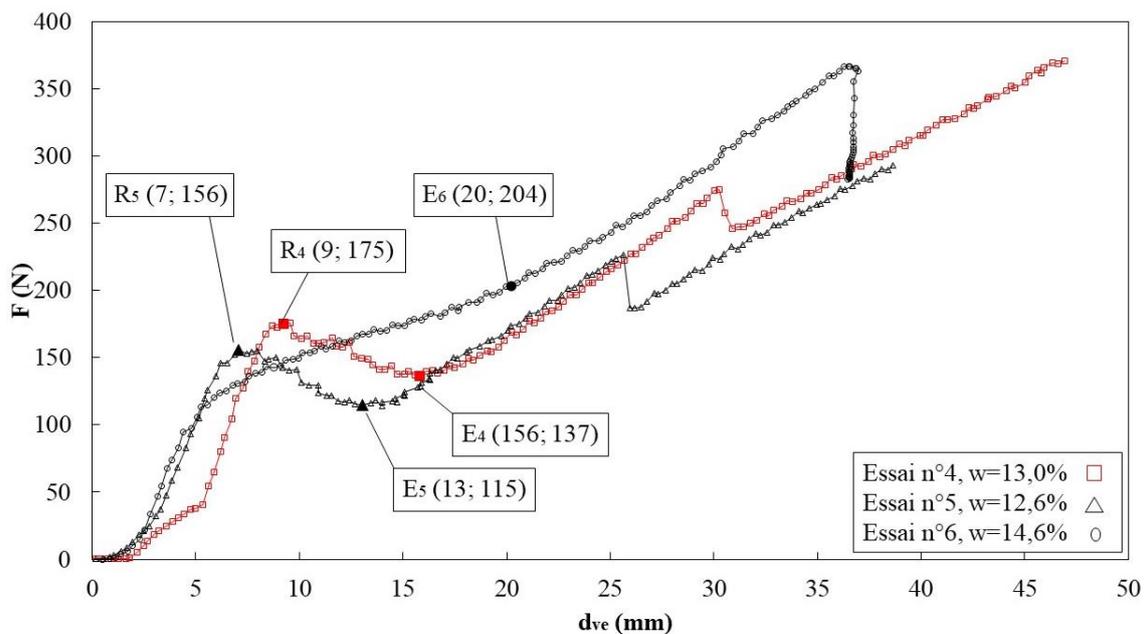


Figure 4-5. Courbes de chargement pour les essais n°4, 5 et 6

Pour distinguer les deux procédures de mise en œuvre du sol, les courbes ont été représentées avec des couleurs différentes : la couleur rouge représente la première méthode (2 sous-couches pour chaque couche de 5 cm), la couleur noire la deuxième (mise en place par couches de 5 cm). Comme on peut le constater sur les figures précédentes, il n'y a pas de changement de comportement notables entre les deux procédures de mise en œuvre du remblai. La différence de densité constatée ($0,3 \text{ kN/m}^3$, Tableau 4-1) n'est manifestement pas assez élevée pour induire une divergence sur l'allure des courbes force-déplacement.

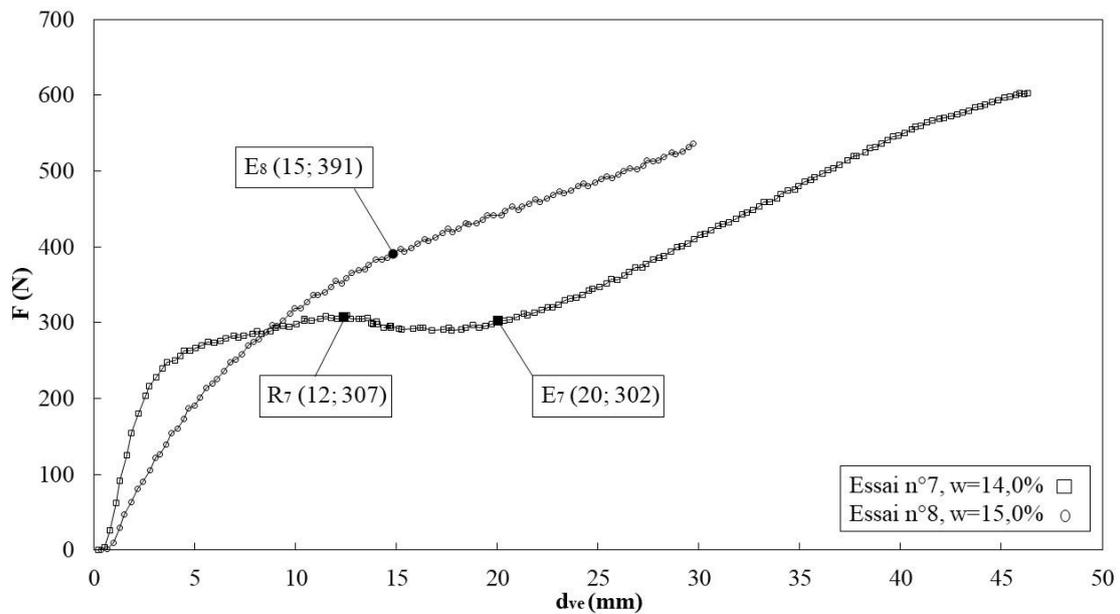


Figure 4-6. Courbes de chargement pour les essais n°7 et 8

Par contre, on observe une différence de comportement à la rupture en fonction de la teneur en eau utilisée. Pour les essais N°1 et 2 ($H=0,05$ m), N°4 et 5 ($H=0,10$ m) et N°7 ($H=0,15$ m) la teneur en eau a une valeur comprise entre 12,5% et 14,5%. Le remblai manifeste un comportement fragile : le bloc de sol se détache du remblai et s'effondre. La force de rupture (point R des courbes 1, 2, 4, 5 et 7 des Figure 4-4, Figure 4-5 et Figure 4-6) est clairement identifiable sur les courbes force/déplacement. De même le moment où le bloc cohésif vient en appui sur la nappe (point E de chaque courbe) peut être facilement déterminé. En effet, il correspond au point de transition entre la partie horizontale de la courbe (lorsque le bloc de sol cohésif se fracture et s'effondre) et la partie inclinée de la courbe (lorsque le bloc est en contact avec la nappe de renforcement qui le soutient).

Un essai pour chaque épaisseur de remblai (essais N°3, 6 et 8) a été réalisé avec une valeur de teneur en eau plus élevée (comprise entre 14,5% et 15%). La teneur en eau à l'optimum de compactage est probablement comprise entre ces deux valeurs. Malheureusement aujourd'hui nous n'avons pas les informations pour pouvoir confirmer cette hypothèse, car aucun essai Proctor n'a été fait sur le matériau. Toutefois, on a pu constater pendant les essais que l'eau rend le sol plus malléable et plus difficile à compacter. Le comportement mécanique passe alors de fragile à ductile. La force de rupture n'est pas facilement identifiable pour ces essais. Seul un point (E) caractéristique de l'effondrement du sol sur la nappe est repéré sur les courbes force/déplacement des essais N°3, 6 et 8 des Figure 4-4, Figure 4-5 et Figure 4-6. Ce point représente le moment pour lequel la couche de sol cohésif commence à manifester des fractures importantes et bien visibles sur la vidéo enregistrée par la caméra numérique.

Le Tableau 4-2 synthétise les valeurs des forces de rupture et de fracturation importante F_R obtenues pour chaque essai. Pour les essais N°1, 2, 4, 5 et 7 (teneur en eau comprise entre 12,5 et 14,5%) la valeur de la force de rupture est notée en gras car elle est facilement identifiable sur les courbes, alors que pour les autres essais (teneur en eau comprise entre 14,5 et 15%), la valeur est en italique et correspond à la fracturation.

Tableau 4-2. Force de rupture pour les essais ayant une faible teneur en eau (en gras) ; Force de chargement correspondant aux premières ruptures visibles pour les essais à teneur en eau plus élevée (en italique)

Ne	H (m)	F _R (N)
1	0,05	78
2		51
3		<i>72</i>
4	0,10	175
5		156
6		<i>204</i>
7	0,15	307
8		<i>391</i>

4.2.2.2 Champ de déplacements verticaux : déflexion en membrane de la nappe

L'analyse du champ de déplacements verticaux de la membrane en caoutchouc a été faite à l'aide d'une caméra de 2 mégapixels ayant une fréquence d'acquisition de 30 images par seconde qui a enregistré la réalisation complète de chaque essai et qui permet donc de suivre l'évolution de la membrane pendant l'abaissement de la trappe et le chargement de la surface du remblai. L'observation du comportement de la membrane et du sol permet d'avoir une vision globale de ce qui se passe pendant l'essai.

Pour les essais N°1, 2, 4, 5, 6 et 7 ayant une teneur en eau comprise entre 12,5% et 14,5%, on observe un léger décollement de la membrane en caoutchouc qui se désolidarise du sol pendant la phase d'abaissement de la trappe. La membrane se déforme légèrement sous l'action de son poids propre. Quelle que soit sa hauteur, le remblai se comporte comme une poutre qui pontre la largeur de la trappe. La Figure 4-7 présente les résultats de l'essai N°1 avec H=0,05 m. La flèche maximale de la nappe (d_{nv_max}) est de l'ordre de 5,6 mm pour cet essai, alors qu'elle atteint la valeur maximale de 9,7 mm pour l'essai N°7 (moment I, Tableau 4-3). Une valeur de l'ordre de 6 mm est observée pour les autres essais (N°2, 4, 5, et 6). La différence entre les valeurs de flèche maximale est due au positionnement manuel de la membrane dans la cuve et à l'absence de mise en tension initiale contrôlée.

Pour les essais ayant une teneur en eau plus élevée (essais N°3, 6 et 8 ayant une teneur en eau comprise entre 14,5% à 15%), le décollement de la membrane n'est en revanche pas constaté. Le sol humide plus plastique suit les mouvements de la membrane. La Figure 4-8 présente les résultats de l'essai N°3 avec H=0,05 m.



Figure 4-7. Abaissement de la trappe. Essai N°1, H=0,05 m

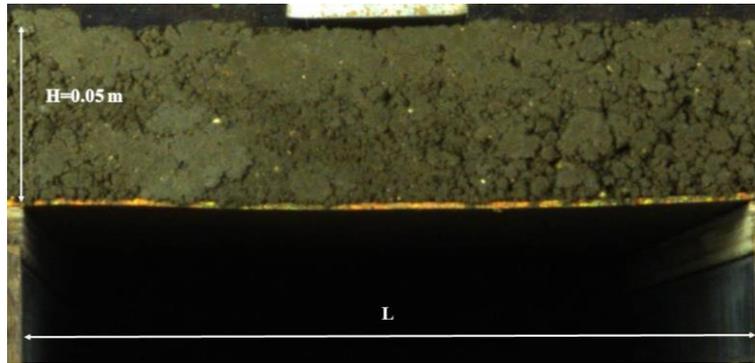


Figure 4-8. Abaissement de la trappe. Essai N°3, H=0,05 m

La géométrie déformée de la nappe et la valeur de son déplacement maximal ($d_{n,v}$) ont été analysées pour les trois moments significatifs : à l'abaissement de la trappe (I), à la première rupture (R) et au moment où l'on identifie l'effondrement du sol de remblai sur la nappe (si nécessaire, ces 2 derniers points sont définis à l'aide des courbes de chargement). L'analyse des images (lecture de la position des pixels correspondant à la membrane) pour ces trois moments a été réalisée à l'aide du logiciel Matlab.

La Figure 4-9 présente les résultats de l'essai n° 1 (H=0,05 m). Le déplacement maximal de la membrane est de 5,6 mm à l'abaissement de la trappe. Il est de 8,2 mm au moment où la force de chargement atteint la valeur de rupture $F_R=78$ N (R) et il atteint 15,6 mm à l'effondrement du sol sur la membrane (E, force de chargement $F_E=74$ N). On observe que la valeur du déplacement maximal de la membrane ne se trouve pas dans l'axe du modèle et ce pour les trois phases caractéristiques concernées. Ce phénomène peut être attribué à la nature hétérogène du sol cohésif et à son mode de fracturation en blocs. L'imprécision des mesures est liée en partie à la dimension du pixel (0,0002 mm).

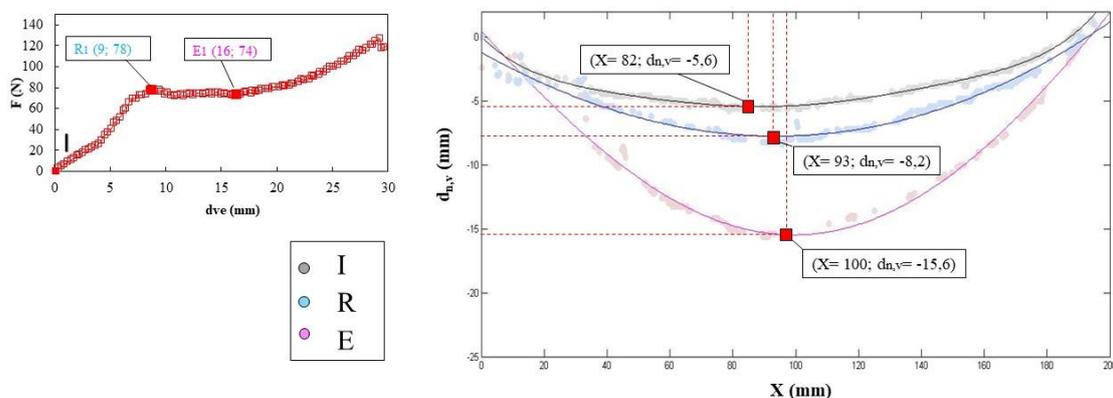


Figure 4-9. Essai n°1, H=0,05 m : géométrie de la membrane et déplacement maximal à l'abaissement de la trappe (I), à la rupture (R) et au moment où l'on définit l'effondrement du bloc de sol sur la membrane (E)

La procédure illustrée sur la Figure 4-9 pour l'essai N°1 a été réalisée de manière identique pour tous les essais. Les valeurs de déplacement maximal $d_{n,v}$ à l'abaissement de la trappe (I), à la première rupture (R) et au moment où l'on définit l'effondrement (E) sont synthétisées dans le Tableau 4-3.

Tableau 4-3. Synthèse des déplacements maximums de la membrane en caoutchouc (d_{n,v_max}) à l'abaissement de la trappe (I), à la première rupture (R) et au moment où l'on définit l'effondrement (E). Valeurs en gras pour les essais ayant une faible teneur en eau, valeurs en italique pour les essais ayant une teneur en eau plus élevée

Essai n°	H (m)	w (%)	d_{n,v_max} (mm)		
			I	R	E
1	0,05	12,8	5,6	8,2	15,6
2		12,5	5,7	8,3	19,0
3		14,9	2,2	-	<i>16,5</i>
4	0,10	13,0	4,8	11,2	17,4
5		12,6	5,8	8,5	13,4
6		14,6	4,4	-	<i>18,8</i>
7	0,15	14,0	9,7	11,1	18,8
8		15,0	3,0	-	<i>15,0</i>

A l'ouverture de la cavité (I) on observe une variabilité des valeurs du déplacement maximal de la membrane pour les essais N°1, 2, 4, 5 et 7 (teneur en eau comprise entre 12,5 % et 14,5%) dû au décollement de la nappe avec la couche de sol. Pour les essais N°3, 6 et 8 on observe un déplacement maximal très faible (entre 2,2 mm et 4,4 mm). Cette différence de comportement est liée en partie à l'installation initiale mais aussi à la teneur en eau plus forte du sol qui lui confère un pouvoir d'adhésion qui retient la membrane.

Pour les essais N°1, 2, 4, 5 et 7 (teneur en eau comprise entre 12,5 % et 14,5%), la première fracture du bloc de sol (R) se manifeste avec un déplacement de la nappe compris entre 8,2 mm et 11,2 mm. Pour les essais N°3, 6 et 8 (teneur en eau comprise entre 14,5 % et 15 %), il n'est pas très facile d'identifier le moment où s'initient les premières fractures, la rupture de la couche du sol commence probablement pendant la phase d'abaissement de la trappe. Quand le bloc de sol s'effondre sur la membrane, des valeurs de déplacement maximal de la nappe comprises entre 13,4 mm et 19 mm sont enregistrées pour les essais N°1 à 8.

La géométrie déformée de la membrane lors de l'effondrement (E) est présentée sur la Figure 4-10 pour les essais N°1, 2 et 3, sur la Figure 4-11 pour les essais N°4, 5 et 6 et sur la Figure 4-12 pour les essais N°7 et 8. Pour chaque courbe, la valeur du déplacement maximal d_{n,v_max} et sa position sur l'abscisse X sont notées (le centre de la cavité correspondant à $X = 100$ mm).

D'une manière générale, on observe, après effondrement du sol sur la membrane, une forme plutôt arrondie de la membrane pour un remblai de faible épaisseur ($H=0,05$ m pour les essais N°1, 2 et 3) ; alors que la forme est plutôt aplatie (forme trapézoïdale) pour les essais qui correspondent à une épaisseur plus importante (avec $H= 0,10$ m pour les essais N° 4, 5 et 6 et $H=0,15$ m pour les essais N°7 et 8).

En observant la Figure 4-10, on constate que le déplacement maximal de la membrane reste du même ordre de grandeur pour les essais 1 et 3 (16 mm) et ce bien que la teneur en eau du sol soit différente pour ces essais. Pour l'essai N°2, une valeur de déplacement maximal légèrement plus importante (19 mm) est observée. La forme de la nappe de l'essai 3 présente une asymétrie à gauche. Les différences entre les valeurs et l'asymétrie sont des facteurs liés à la déformation et la rotation des blocs lors de la rupture qui ne sont pas exactement les mêmes pour chaque essai.

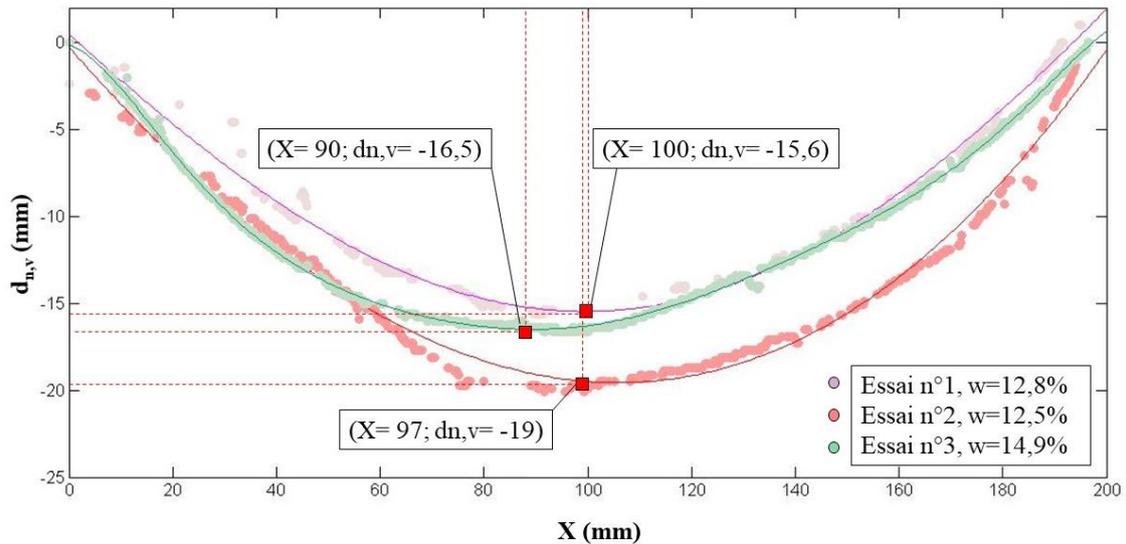


Figure 4-10. Essais N°1, 2 et 3 ($H=0,05$ m). Géométrie déformée de la membrane en caoutchouc et déplacement maximal d_{n_max} après effondrement du sol sur la nappe (moment E)

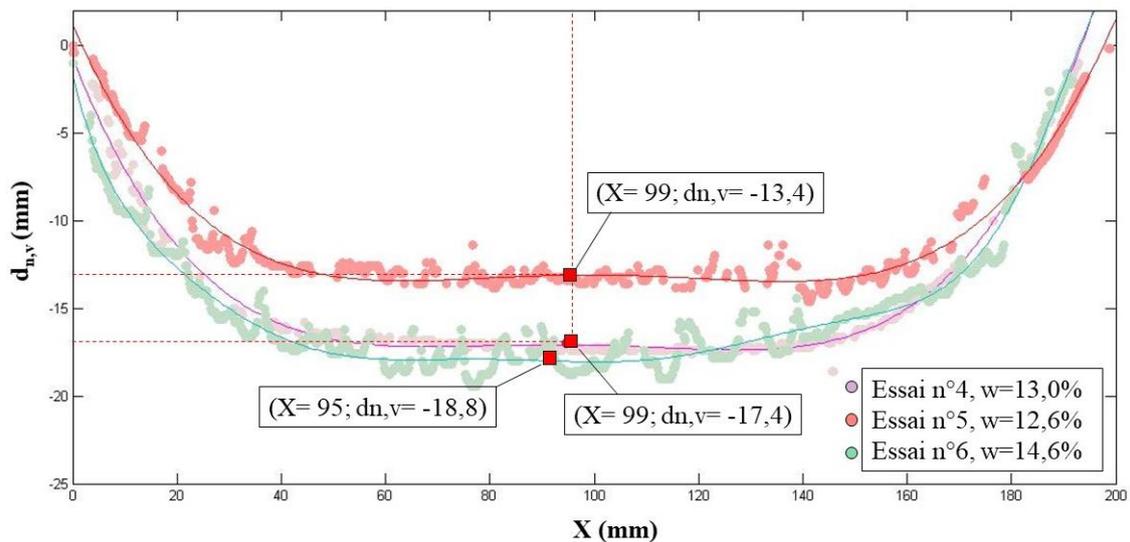


Figure 4-11. Essais N°4, 5 et 6 ($H=0,10$ m). Géométrie déformée la membrane en caoutchouc et déplacement maximal d_{n,v_max} après effondrement du sol sur la nappe (moment E)

Pour le remblai d'épaisseur $H=0,10$ m (Figure 4-11), la membrane montre au point E, une valeur de déplacement maximal d_{n,v_max} similaire à celle des essais N°4 et 6 (18 mm). L'essai N°5 enregistre une valeur de déplacement maximal plus faible par rapport aux essais N°4 et 6 (différence de l'ordre de 5 mm). Le même constat peut être fait sur la Figure 4-12 : une différence de 4 mm est observée entre le déplacement maximal de l'essai N°7 et celle de l'essai N°8.

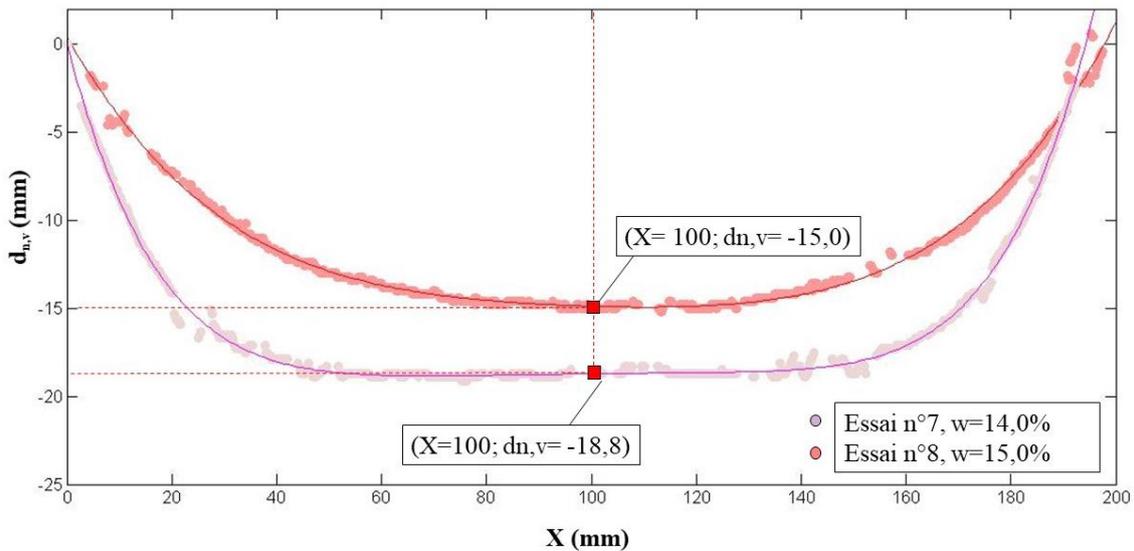


Figure 4-12. Essais N°7 et 8 ($H=0,15$ m). Géométrie déformée de la membrane en caoutchouc et déplacement maximal d_{n,v_max} après effondrement du sol sur la nappe (moment E)

Si la différence de comportement peut être attribuée en partie au caractère plus ou moins ductile des matériaux suivant leur teneur en eau, et à l'effet de l'épaisseur de remblai, il n'en reste pas moins vrai que le choix du point E (notamment pour les essais où la courbe force-déplacement du vérin ne présente pas de plateau marqué) peut avoir un impact non négligeable sur la valeur du déplacement du vérin retenu pour caractériser l'effondrement et donc sur l'ampleur des déplacements de la nappe.

Les observations faites et les valeurs de déplacement maximal de la membrane seront confrontés aux résultats obtenus par Hassoun (2019) et serviront de base de comparaison pour valider le modèle numérique à la petite échelle (section 4.3).

4.2.2.3 Déplacements horizontaux de l'ancrage

La méthode utilisée pour accéder à la déformée (déplacement vertical) de la nappe au cours du chargement n'est pas pu être appliquée pour déterminer les déplacements horizontaux de la membrane et ce notamment dans la zone d'ancrage. Seul les déplacements horizontaux aux extrémités de la nappe (qui caractérisent le glissement de la membrane par rapport au fond de la cuve dans la zone d'ancrage) ont été identifiés de manière simple.

En effet, un phénomène de décollement du sol sur les bords de la cuve a été observé pour certains des essais. Il s'agit d'un mouvement du remblai vers le centre de la cavité, concomitant au glissement de la membrane lors de l'effondrement du sol sur la nappe. Après réalisation de l'essai, les déplacements horizontaux du massif de sol au voisinage des bords de la cuve ($d_{s,h}$) ont été mesurés en surface à l'aide d'une règle (Figure 4-13.a).

Le Tableau 4-4 synthétise les résultats obtenus pour les valeurs des déplacements horizontaux aux extrémités de la nappe lors des essais.

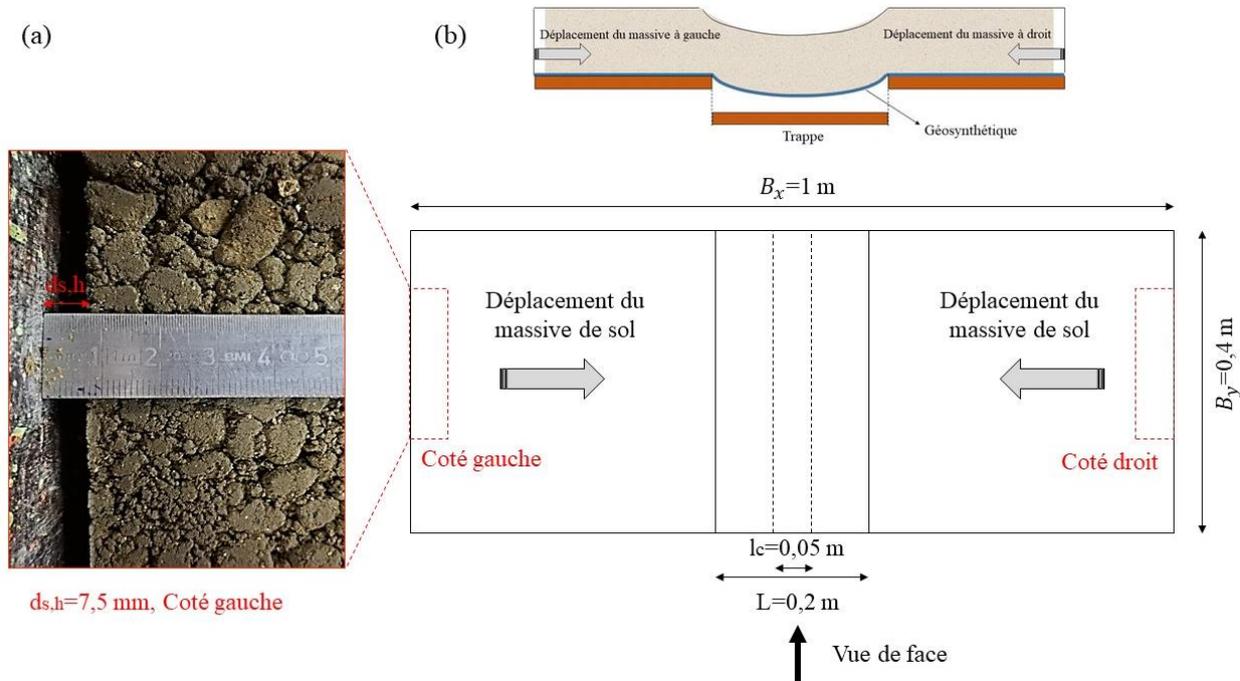


Figure 4-13. Mesure du déplacement horizontal du massif de sol au voisinage des bords de la cuve $d_{s,h}$ pour l'essai N°1, $H=0,05$ m

Pour les essais N°1, 2, 6, 7 et 8, les déplacements horizontaux $d_{s,h}$ sont plus faibles lorsque la surcharge liée au poids du sol augmente : pour les essais N°1 et 2 ($H=0,05$ m) une valeur d'environ 8 mm est obtenue, alors qu'une valeur de 3 mm est enregistrée pour l'essai N°6 ($H=0,10$ m) pour un déplacement du vérin $d_{vé_max}$ similaire à celui atteint lors de l'essai N°1 (37 mm). Une valeur nulle est enregistrée pour les essais N°7 et 8, du fait de la hauteur $H=0,15$ m importante du remblai qui restreint le glissement de la nappe. Aucune mesure n'a été faite pour les essais N°3 et 5. L'essai N°4 fait exception : le déplacement horizontal aux extrémités de la nappe a une valeur de 17 mm pour un déplacement du vérin de 47 mm (valeur en italique dans le Tableau 4-4). Ceci peut être attribué vraisemblablement à une cinématique d'effondrement différente du remblai lors de sa rupture (Figure 4-15, section 4.2.2.4), pour lequel un bloc qui se détache de la couche de sol vient en appui principalement sur la partie centrale de la membrane (ce qui n'est pas le cas pour les autres essais).

Tableau 4-4. Déplacement horizontal aux extrémités de la nappe

Essai N°	H (m)	$d_{s,h}$ (mm)	Coté	$d_{vé_max}$ (mm)
1	0,05	7,5	Gauche	37
2		8,0	Droite	40
3		-	-	-
4	0,10	<i>17</i>	<i>Gauche</i>	<i>47</i>
5		-	-	-
6	0,15	3,0	Droite	37
7		0	-	48
8		0	-	30

4.2.2.4 Géométrie des blocs effondrés

Une analyse qualitative des images au moment de l'effondrement, permet d'estimer la forme des blocs qui se détachent du remblai et de déterminer les angles que font les lignes de rupture avec la

verticale quand les fractures sont bien visibles. Dans ce dernier cas, le calcul de la surface A permet d'estimer le volume de sol effondré sur la nappe, le report de charge R_{ec} et la contrainte verticale σ_v agissant sur la membrane (Tableau 4-6). Les valeurs des angles de rupture sont reportées sur la Figure 4-14, sur la Figure 4-15 et sur la Figure 4-16. La Figure 4-14 est relative aux essais N°1 à 3 ($H=0,05$ m), la Figure 4-15 aux essais N°4 à 6 ($H=0,10$ m) et la Figure 4-16 aux essais N°7 à 8 ($H=0,15$ m).

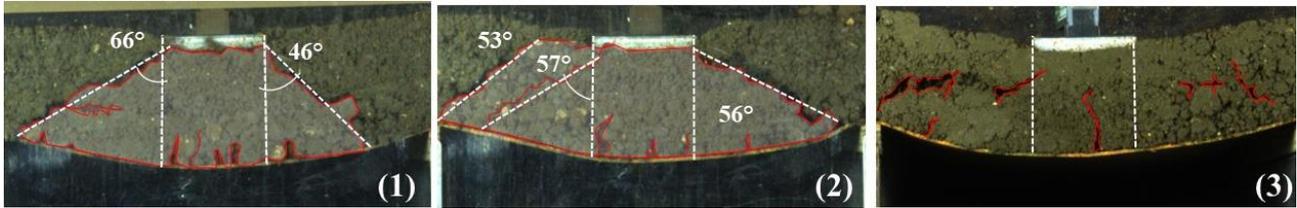


Figure 4-14. $H=0,05$ m. Essais N°1, 2 et 3 : Forme des blocs effondrés, angle des lignes de rupture

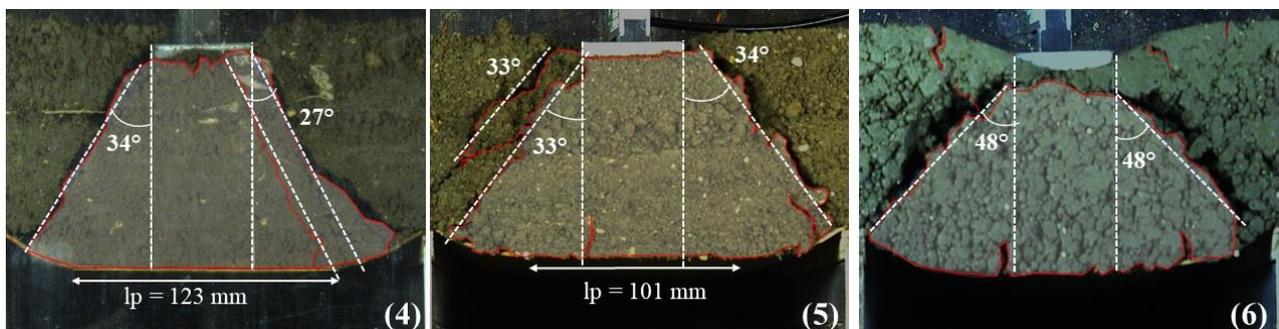


Figure 4-15. $H=0,10$ m. Essais N°4, 5 et 6. Forme des blocs effondrés, angle des lignes de rupture et longueur du segment de nappe horizontale l_p

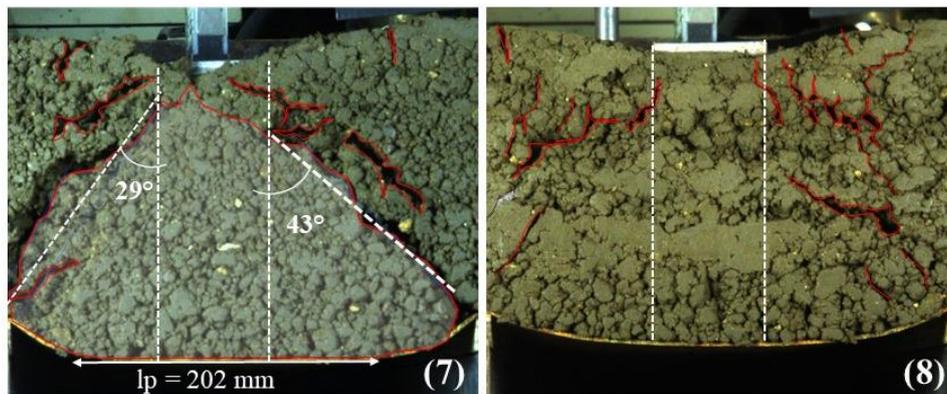


Figure 4-16. $H=0,15$ m. Essais N°7 et 8. Forme des blocs effondrés, angle des lignes de rupture et longueur du segment de nappe horizontale l_p

Globalement un bloc de sol cohésif généralement bien identifiable se détache du remblai dans le cas des essais N°1, 2, 4, 5, 6 et 7. Les valeurs de l'angle d'inclinaison φ_R des lignes de rupture sont à corrélérer aux valeurs de l'angle φ_R limite défini entre le bord de la plaque de chargement et le bord de la trappe.

L'inclinaison des lignes de rupture présente une valeur qui varie en fonction de la teneur en eau w dans le sol au moment de l'effondrement. Pour les essais N°1, 2, 5 (teneur en eau comprise entre 12,5% et 12,8%), l'angle d'inclinaison moyenne φ_R moyenne a une valeur très comparable à celle de φ_R limite. Pour les essais N°4, 6 et 7, pour lesquels la teneur en eau est plus élevée (entre 13 % et 14,6%),

et par conséquent pour lesquels le mécanisme de rupture est modifié, l'angle φ_R moyenne est différent de φ_R limite. Plus précisément, pour l'essai N °4 (H=0,10 m), φ_R moyenne = 31° est inférieur à φ_R limite =37°. Ceci s'explique en observant la cinématique d'effondrement du remblai lors de sa rupture (Figure 4-15), pour lequel un bloc qui se détache de la couche de sol vient en appui principalement sur la partie centrale de la membrane. Au contraire, pour l'essai N °7, φ_R moyenne =36° est supérieure à φ_R limite =26°. Ceci peut être lié au choix du point E (définition de la valeur de la charge lors de l'effondrement (E)) qui peut avoir un impact non négligeable sur la valeur de l'angle de rupture retenu pour caractériser l'effondrement. Toutefois, la forme du bloc effondré reste sensiblement trapézoïdale.

La membrane déformée a une géométrie de forme trapézoïdale pour les essais N °4, 5 et 7 avec une partie horizontale au centre de la cavité bien visible dont la longueur (l_p) peut être aisément mesurée. Ces valeurs du segment de nappe horizontale sont indiquées sur la Figure 4-15 pour l'essai N °4, sur la Figure 4-16 pour l'essai N °7 et dans le Tableau 4-6.

Il faut souligner que pour l'essai N °4 (Figure 4-15) le bloc qui se détache de la couche de sol vient en appui principalement sur la partie centrale de la membrane (angle moyen des lignes de fracture de 31°). Cette action ponctuelle du bloc de sol au centre de la nappe entraîne une augmentation du déplacement vertical de la nappe $d_{n,v max}$ qui atteint 17,4 mm et du déplacement horizontal de l'ancrage $d_{s,h}$ qui est au final de 17 mm (Tableau 4-4).

Pour les essais N °3 et 8, dont la teneur en eau est plus importante (14,9% et 15%), on constate que la rupture se manifeste de manière diffuse par plusieurs fractures éparses qui sillonnent le bloc de sol au-dessus de la cavité (traits rouges mis en évidence sur les Figure 4-14 et Figure 4-16). Pour ces deux essais (N °3 et 8) la géométrie de la membrane déformée est de forme plutôt incurvée.

Le Tableau 4-5 synthétise les valeurs de :

- Hauteur du remblai H ;
- Teneur en eau w ;
- Force enregistrée au moment de l'effondrement F_E ;
- Valeur moyenne de l'angle φ_R moyenne des lignes de rupture avec la verticale;
- Angle limite φ_R limite .

Tableau 4-5. Synthèse des valeurs caractéristiques enregistrées lors de l'effondrement en termes d'angles des lignes de rupture φ_R moyenne et φ_R limite

Ne	H (m)	w (%)	F _E (N)	φ_R moyenne (°)	φ_R limite (°)
1	0,05	12,8	73,55	56	56
2		12,5	60,24	55	
3		14,9	72,10	-	
4	0,10	13,0	136,66	31	37
5		12,6	114,77	34	
6		14,6	203,88	48	
7	0,15	14,0	302,38	36	26
8		15,0	390,97	-	

Le Tableau 4-6 synthétise les valeurs de :

- La longueur du segment de membrane horizontale l_p ;
- La surface de la section trapézoïdale du bloc effondré A et surface de la section amont du sol au-dessus de la cavité $A_T = (H*L)$

- Le report de charge R_{ec} et la contrainte σ_v exercée par le sol sur la membrane au moment de l'effondrement.

Tableau 4-6. Synthèse des valeurs caractéristiques enregistrées lors de l'effondrement en termes de longueur du segment de membrane horizontale l_p , surface de la section trapézoïdale du bloc effondré A et surface amont du sol au-dessus de la cavité A_T , report de charge R_{ec} et contrainte σ_v exercée par le sol sur la membrane au moment de l'effondrement

Ne	l_p (mm)	A (m ²)	A_T (m ²)	R_{ec} (%)	σ_v (kPa)
1	-	0,005	0,01	23	1,3
2	-	0,006		20	1,2
3	-	-		-	-
4	121	0,011	0,02	22	2,6
5	101	0,011		23	2,3
6	-	0,009		21	3,3
7	202	0,014	0,03	21	4,9
8	-	-		-	-

Comme le Tableau 4-6 le montre, la section du bloc effondré augmente logiquement avec la hauteur de la couche de sol. Comme indiqué précédemment, on peut calculer le taux de chargement de la membrane lors de l'effondrement à partir de la charge de rupture F_E , la surface A (effondrement) et la surface du sol au-dessus de la cavité A_T (début du chargement) (4. 1)

$$R_{ec} = 1 - \frac{A * B_y * \gamma + F_E}{A_T * B_y * \gamma + F_E} \quad (4. 1)$$

Où γ est la masse volumique totale du sol cohésif de valeur supposée constante 15,8 kN/m³.

Une valeur de report de charge R_{ec} quasiment constante (de 20% à 23%) est obtenue.

La contrainte moyenne σ_v exercée par le sol sur la membrane au moment de l'effondrement est calculée par l'équation (4. 2).

$$\sigma_v = \frac{A * B_y * \gamma + F_E}{L * B_y} \quad (4. 2)$$

Où L est la largeur de la trappe.

Les valeurs de report de charge R_{ec} et de contrainte σ_v seront comparées dans le chapitre suivant à celles obtenues lors la campagne expérimentale de Hassoun (2019) (section 4.2.2.5) et ultérieurement à celles déduites de la modélisation numérique (section 4.3).

4.2.2.5 Comparaison avec les résultats expérimentaux obtenus lors la campagne expérimentale de Hassoun (2019)

Avant de comparer les mesures obtenues lors de la précédente campagne expérimentale (Hassoun 2019) et celle de la nouvelle campagne, il faut rappeler que le sol utilisé dans les deux cas est sensiblement le même : un matériau naturel cohésif mis en œuvre avec un poids volumique sec de $\gamma_d = 13,8 \text{ kN/m}^3$.

La teneur en eau cible souhaitée par Hassoun est de 15 %, mais aucune mesure de teneur en eau n'a été faite après l'exécution des essais à la trappe pour confirmer cette valeur. Lors de la nouvelle campagne expérimentale, la mesure de la teneur a été effectuée après l'effondrement de la couche de sol.

Il faut également souligner que, lors de la première campagne, le remblai était chargé en plaçant des barres de métal sur la surface (donc avec un caractère incrémental fort ainsi qu'une possibilité de sollicitation dynamique lors de la mise en place de chaque charge supplémentaire) tandis que dans la nouvelle campagne, le chargement est effectué à l'aide d'un vérin (donc avec un caractère quasi-statique et continu).

La méthode de chargement utilisée par Hassoun (2019) n'a pas permis d'obtenir une valeur précise de la force correspondant à l'effondrement de la couche du sol, mais seulement des valeurs indicatives liées au poids des barres de chargement utilisées. En effet, la rupture a été observée respectivement après l'application d'un poids de 44 N pour les remblais d'épaisseur $H = 0,05 \text{ m}$; de 195 N pour $H = 0,10 \text{ m}$ et de 295 N pour $H = 0,15 \text{ m}$ (Tableau 4-2). La nouvelle technique de chargement permet d'obtenir de manière plus précise la force qui correspond à la rupture de la couche de sol. La comparaison en termes de force de rupture (Tableau 4-7) peut être effectuée principalement pour les essais où la rupture est facilement identifiable (essais N° 1, 2, 4, 5 et 7). Pour les autres essais (N° 3, 6 et 8), les valeurs sont données à titre indicatif car les forces mentionnées correspondent à l'initiation de la fracturation et non pas à la rupture complète de la couche de remblai (valeurs en italique).

Tableau 4-7. Comparaison de la valeur de force de rupture F_R entre les nouveaux essais et ceux de la campagne expérimentale de Hassoun (2019)

Ne	H (m)	F_R (N)	
		Delli Carpini (2020)	Hassoun (2019)
1	0,05	78 (<i>w=12,8%</i>)	22÷44
2		51 (<i>w=12,5%</i>)	
3		72 (<i>w=14,9%</i>)	
4	0,10	175 (<i>w=13,0%</i>)	94÷195
5		156 (<i>w=12,6%</i>)	
6		204 (<i>w=14,6%</i>)	
7	0,15	307 (<i>w=14,0%</i>)	195÷295
8		391 (<i>w=15,0%</i>)	

L'analyse du Tableau 4-7 permet de faire quelques observations sur les différentes valeurs de force à la rupture obtenues pour les 3 épaisseurs de la couche de sol.

Pour une couche de 0,05 m d'épaisseur, la valeur de la force de rupture est supérieure à celle enregistrée lors de la campagne d'essais précédente pour laquelle le sol présente des valeurs de teneur en eau de 15%. Au-delà des différences sur la teneur en eau du matériau, la pose manuelle des barres de chargement a probablement généré une fissuration prématurée de la couche de sol cohésif du fait de son caractère dynamique. Les essais effectués dans le cadre de la nouvelle campagne expérimentale montrent que la couche de sol de $H=0,05 \text{ m}$ est capable de résister à une force d'au moins 51 N (valeur de force enregistrée pour l'essai 2).

Pour $H= 0,10$ m, la valeur maximale de la force à la rupture pour les essais N°4 et 5 (175 N) est comprise dans la gamme de rupture obtenue précédemment (94 N - 195 N). Pour l'essai N°6, elle est légèrement supérieure. Cependant l'incrément de charge qui a provoqué la rupture était alors de 100 N d'où une erreur potentielle du même ordre de grandeur sur les vraies forces de rupture.

Enfin, la force de rupture obtenue pour la couche de sol de 0,15 m (307 N, force enregistrée pour l'essai 7) est légèrement supérieure à la valeur de la force de rupture de la précédente campagne (295 N), pour laquelle encore une fois l'incrément de charge avait été de 100 N.

Une comparaison de la forme des blocs de sol effondré est aussi possible. Une forme trapézoïdale avait été observée pour les épaisseurs de 0,05 m, 0,10 m et 0,15 m (Figure 4-17.b). La nouvelle campagne expérimentale réalisée dans des conditions de teneurs en eau différentes montre une forme arrondie de la membrane déformée pour la couche de 0,05 m et une forme trapézoïdale seulement pour les épaisseurs de 0,10 m et 0,15 m (Figure 4-17.a). Encore une fois, la procédure de chargement peut avoir une influence non négligeable sur la réponse de la couche de sol et de la membrane.

En comparant plus en détail les fractures, on constate qu'elles sont similaires pour la couche de 0,05 m, alors qu'elles sont plus marquées pour $H=0,10$ m et $H=0,15$ m dans le cas de la nouvelle campagne expérimentale. Cette différence de visibilité et le caractère plus marqué des fissures sont probablement liés aux conditions d'essais : pour la nouvelle campagne, après compactage de la couche de sol, la plaque de plexiglas amont est retirée pour éviter les phénomènes de frottement tandis que dans la campagne précédente, cette plaque était conservée.

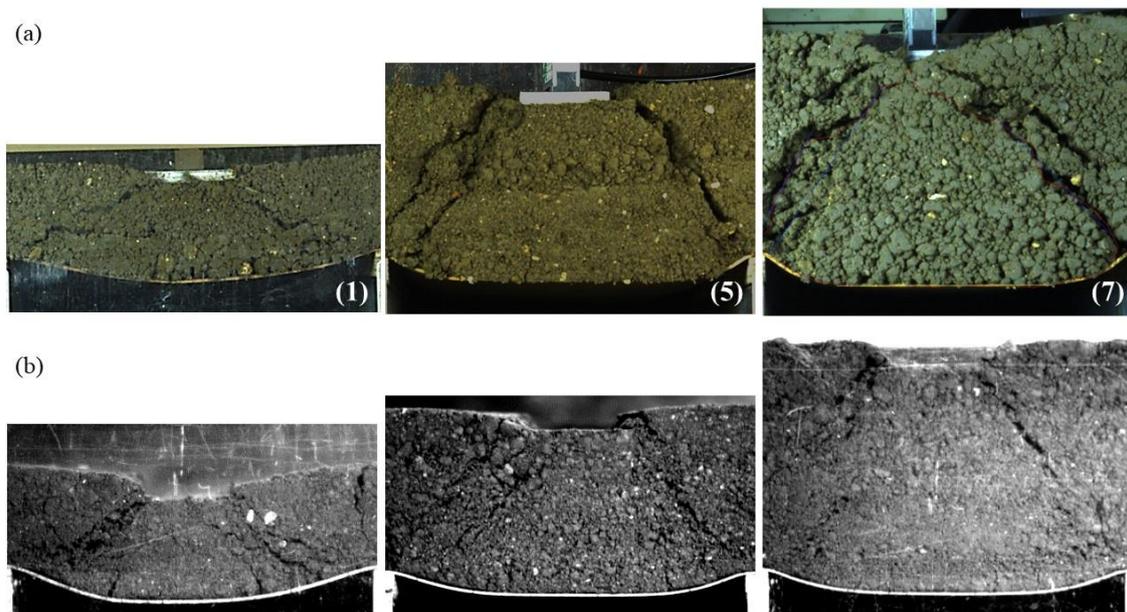


Figure 4-17. Comparaison de la forme des blocs de sol effondré entre les nouveaux essais (a) et la campagne expérimentale de Hassoun (2019) (b)

Les valeurs d'inclinaison des lignes de rupture mesurées pendant la nouvelle campagne expérimentale (Tableau 4-8) diminuent avec la hauteur de la couche de sol. Ces valeurs sont proches des angles d'inclinaison des lignes de rupture de 52° , 36° et 33° qui avaient été déduites de la campagne de Hassoun.

Tableau 4-8. Comparaison de la valeur de l'angle d'inclinaison des lignes de rupture φ_R moyenne entre les nouveaux essais et la campagne expérimentale de Hassoun (2019)

Ne	H (m)	φ_R moyenne (°)	
		Delli Carpini (2020)	Hassoun (2019)
1	0,05	56	52
2		55	
3		-	
4	0,10	31	36
5		34	
6		48	
7	0,15	36	33
8		-	

Si on compare maintenant le déplacement maximal de la membrane d_{n,v_max} (Tableau 4-9), on observe que les valeurs obtenues lors des deux campagnes sont assez similaires. La nouvelle campagne expérimentale complète les informations obtenues précédemment. En effet, plusieurs répétitions ont été effectuées pour chaque hauteur du remblai alors que la campagne précédente ne donnait qu'une seule valeur pour chaque hauteur.

Tableau 4-9. Comparaison de la valeur du déplacement maximal de la membrane d_{n,v_max} entre les nouveaux essais et la campagne expérimentale de Hassoun (2019)

Ne	H (m)	d_{n,v_max} (mm)	
		Delli Carpini (2020)	Hassoun (2019)
1	0,05	15,6	18,03
2		19,0	
3		16,5	
4	0,10	17,4	15,85
5		13,4	
6		18,8	
7	0,15	18,8	19,74
8		15,0	

Pour les essais précédents, la distribution des contraintes verticales σ_v a été obtenue par une procédure utilisant les résultats de la corrélation d'images : la charge verticale agissant sur la membrane est obtenue à partir de la force de traction induite dans la membrane déduite elle-même des déformations mesurées en chaque point de la membrane (Hassoun, 2019). Deux pics sont observés près des bords de la cavité pour chaque couche de sol : $\sigma_{v,max} = 1,3$ kPa est observée pour les couches de sol de 0,05 m et 0,10 m, et $\sigma_{v,max} = 3$ kPa pour la couche de 0,15 m. Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que celles obtenues pendant la nouvelle campagne expérimentale (Tableau 4-10), même si ces dernières ne sont pas évaluées avec une procédure aussi complexe et complète, et qu'il s'agit de valeurs moyennes calculées avec l'équation (4. 2).

Tableau 4-10. Comparaison de la valeur de contrainte verticale σ_v entre les nouveaux essais et la campagne expérimentale de Hassoun (2019)

Ne	H (m)	σ_v (kPa) Delli Carpini (2020)	$\sigma_{v,max}$ (kPa) Hassoun (2019)
1	0,05	1,3	1,3
2		1,2	
3		-	
4	0,10	2,6	1,3
5		2,3	
6		3,3	
7	0,15	4,9	3,0
8		-	

La somme des contraintes verticales permet d'estimer la charge totale agissant sur la membrane au moment de l'effondrement et, par conséquent, de calculer le report de charge R_{ec} . La campagne précédente avait fourni des valeurs de 43%, 15% et 19% respectivement pour les trois hauteurs de couche. En revanche pour les nouveaux essais, un report de charge plutôt constant compris entre 20 % et 23% est obtenu. Ces différences pourraient être encore une fois attribuées à la procédure de chargement et à des modes de rupture différents. Elles peuvent également provenir de l'imprécision globale sur la répartition de contrainte sur la nappe évoquée par Hassoun (2019). Celle-ci se traduirait par une sous-estimation des contraintes appliquées sur la nappe au-dessus de la cavité et donc une surestimation du report de charge. Toutefois, on attend de la modélisation numérique un éclaircissement à ce sujet : le report de charge R_{ec} sera recalculé et les valeurs obtenues seront comparées aux valeurs expérimentales.

Dans l'ensemble, la comparaison entre les deux campagnes expérimentales a été satisfaisante. La nouvelle campagne expérimentale donne des valeurs plus précises en termes de force de rupture et elle enrichit les mesures du déplacement maximal de la membrane. Les informations acquises par les deux campagnes expérimentales seront utilisées pour une première validation du modèle numérique, qui sera examinée en détail dans la section suivante (4.3).

4.3 Modélisation numérique d'ouverture de cavités à échelle réduite

Le modèle numérique qui reproduit l'ouverture des cavités à l'échelle réduite a été déjà mentionné dans le chapitre 3 (Figure 3-9.a). Il utilise la même géométrie que celle du dispositif expérimental : 1 m de long et 0,4 m de largeur. Les trois hauteurs du remblai sont respectivement 0,05 m, 0,10 m et 0,15 m. Un nombre de particules différent a été utilisé suivant la hauteur du remblai : 40000 pour $H=0,05$ m, 80000 pour $H=0,10$ m et 120000 pour $H=0,15$ m.

Le comportement mécanique du sable argileux (dont les caractéristiques géotechniques et mécaniques à la rupture ont été décrites dans la section 2.4.4.2 du chapitre 2), a été modélisé en utilisant la loi de Mohr Coulomb (équation 3.12 chapitre 3). On précise que la stratégie de rupture utilisée prévoit que, une fois que le critère de rupture est atteint, la force de cisaillement est conservée à son niveau maximal tant que le lien n'est pas rompu. Lorsque deux nouveaux contacts sont détectés, l'option de calcul retenue pour la thèse est que le nouveau contact est considéré comme frottant et donc que les forces de cohésion ne sont plus actives.

Le Tableau 4-11 synthétise les caractéristiques mécaniques du sol (poids volumique du sol sec, teneur en eau, angle de frottement et cohésion) et les paramètres micromécaniques utilisés pour sa

modélisation (caractéristiques de contact K^s et K^s , résistance en traction T_n , cohésion c et angle de frottement ϕ_{int}). Les paramètres micromécaniques de contact à la base du modèle numérique entre les particules et d'interactions entre le sol et la nappe géosynthétiques sont les mêmes que ceux utilisés pour le modèle numérique des cavités localisées (section 5.3 du chapitre 5).

Tableau 4-11. Caractéristiques mécaniques et paramètres micromécaniques du sol

	Caractéristiques mécaniques				Paramètres micromécaniques (Mohr Coulomb)				
	γ_d (kN/m ³)	w (%)	ϕ (°)	c (kPa)	K^n (kPa)	K^n/K^s	T_n (kPa)	c (kPa)	ϕ_{int} (°)
Sable argileux	13,8	15	35	5,5	$1 \cdot 10^5$	1	15	15	60

La membrane utilisée pour renforcer le sol a un comportement isotrope non linéaire. L'isotropie du matériau (section 3.1.1.2 du chapitre 3) a été prise en compte en considérant un ensemble de fibres orientées dans différentes directions (huit orientations de fibre également distribuées ont été adoptées). Pour chaque direction de fibre, la même loi de comportement est utilisée. Le comportement non linéaire de la membrane a été reproduit en utilisant la loi de comportement non linéaire décrite dans la Figure 3- 4 du chapitre 3.

Des essais de traction ont été reproduits numériquement, la courbe tension-déformation obtenue a été comparée avec les résultats expérimentaux. La Figure 4-18 montre que le comportement en traction de la membrane modélisé numériquement correspond à ce qui est attendu jusqu'à une déformation maximale de 8%. Cette valeur a été retenue acceptable parce que les déformations de la membrane observées pendant l'analyse numérique de chargement du remblai sont toujours inférieures à cette limite de 8 %.

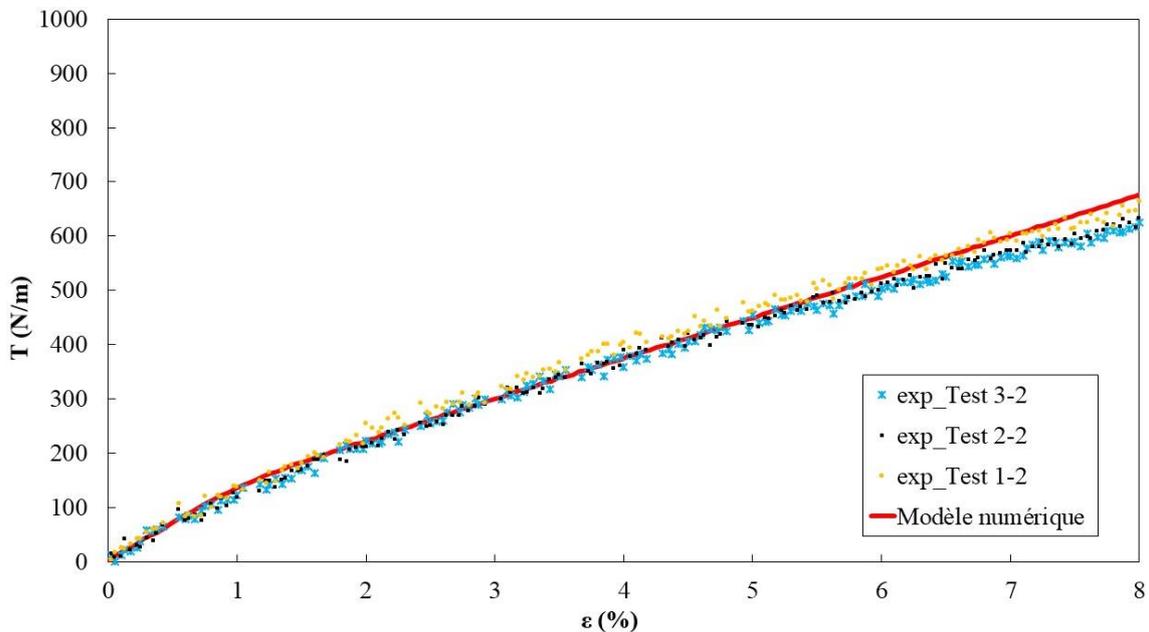


Figure 4-18. Courbe tension- déformation des essais de traction effectués sur la membrane élastique : comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle numérique (courbe en rouge)

La Figure 4-19 montre les différentes étapes du calcul numérique : une fois l'ouverture de la cavité achevée, la couche de sol est chargée jusqu'à rupture. L'essai de chargement numérique a été réalisé avec un pilotage en force.

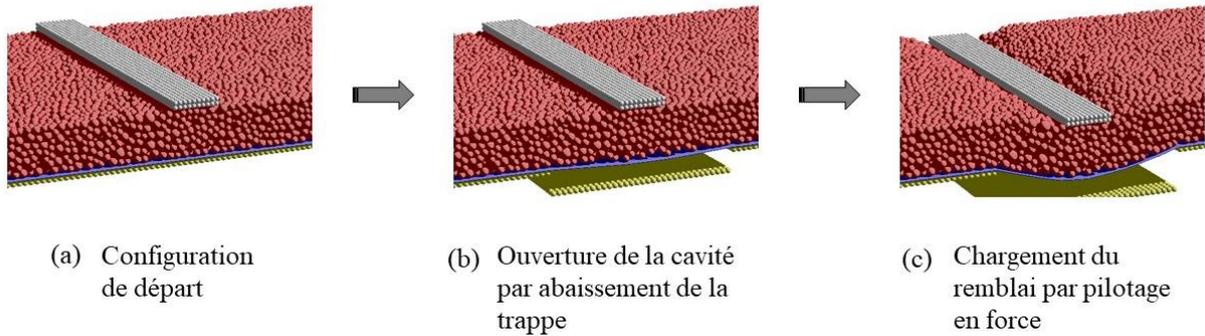


Figure 4-19. Déroulement du calcul numérique : configuration de départ (a), ouverture de la cavité (b), chargement du remblai (c)

La Figure 4-20 montre l'évolution du déplacement maximal de la nappe (d_{nv_max}) avec le déplacement des sphères de support d_{c_max} dans la phase d'ouverture de la cavité (a) et la force de chargement F (b) pour $H=0,05$ m (en bleu), $H=0,10$ m (en jaune) et $H=0,15$ m (en vert).

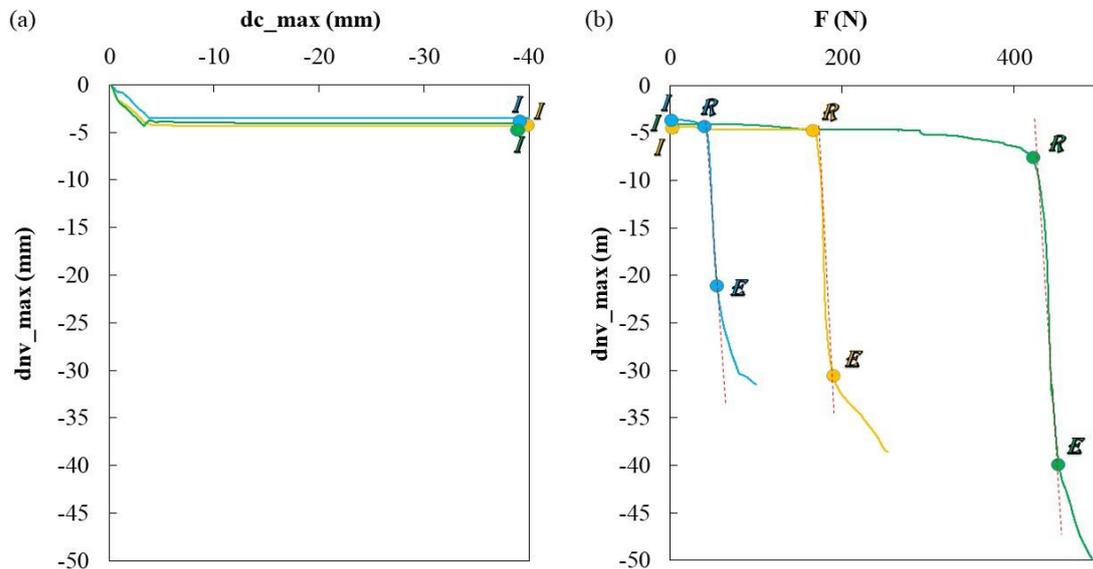


Figure 4-20. Déplacement maximal de la nappe d_{nv_max} avec le déplacement des sphères du support d_{c_max} lors de l'ouverture de la cavité (a) et la force de chargement F (b)

Les trois points I (ouverture complète de la cavité), R (chargement du remblai jusqu'à rupture) et E (effondrement de la couche de sol) serviront pour la comparaison avec les expériences de laboratoire.

La rupture du bloc de sol (point R, Figure 4-20) est enregistrée pour une valeur de force F de 44,7 N pour $H=0,05$ m, de 167,6 N pour $H=0,10$ m, de 426 N pour $H=0,15$ m. L'effondrement complet du bloc de sol (point E, Figure 4-20) s'obtient pour une force de 54,7 N pour $H=0,05$ m, de 186,4 N pour $H=0,10$ m et de 448,8 N pour $H=0,15$ m. Les valeurs de force mentionnées ainsi que les cinématiques d'effondrement vont être comparées avec les mesures et résultats expérimentaux dans les sections suivantes. Toutefois, le modèle numérique montre déjà une tendance logique : plus la hauteur du remblai est élevée, plus la force nécessaire pour provoquer la rupture est importante. Le modèle numérique sera validé en utilisant d'abord les observations de la nouvelle campagne expérimentale (section 4.3.1) puis par la suite avec les résultats des essais conduits par Hassoun (section 4.3.2).

4.3.1 Comparaison des résultats numériques avec les résultats de la nouvelle campagne expérimentale

4.3.1.1 Force de rupture et tassement en surface

La méthode de chargement par vérin est l'élément innovant de la nouvelle campagne expérimentale. Il a permis d'obtenir les courbes force-déplacement de la Figure 4-4 (essais N°1, 2 et 3), de la Figure 4-5 (essais N°4, 5 et 6) et de la Figure 4-6 (essais n° 7 et 8). Le but de cette section est de comparer les courbes de chargement expérimentales avec le résultat de la simulation numérique. Pour compléter cette étude, la géométrie du bloc de sol cohésif effondré sera comparée au champ de déplacements verticaux des particules discrètes du remblai numérique.

L'instant où se produit l'effondrement de la couche de sol (tassement en surface du remblai $d_{s,v}$ et force de chargement F) est mis en évidence sur les courbes numériques et expérimentales. Il faut rappeler que le moment de l'effondrement n'est clairement établi que pour les essais N°1, 2, 4, 5 et 7 dont la teneur en eau est comprise entre 12,5% et 14,5% ; seules les courbes de ces essais seront utilisées pour la comparaison. La Figure 4-21 correspond à une hauteur de remblai $H=0,05$ m, la Figure 4-22 à $H=0,10$ m et la Figure 4-23 à $H=0,15$ m. Pour tous les essais, on observe une divergence importante sur la pente initiale de la courbe de chargement : elle est très raide pour le modèle numérique, plus douce pour les essais expérimentaux. Cette divergence peut être liée au fait que le matériau réel et son avatar numérique n'ont pas les mêmes raideurs. Toutefois, l'attention de l'étude est focalisée essentiellement sur la phase suivante qui représente la rupture des couches cohésives.

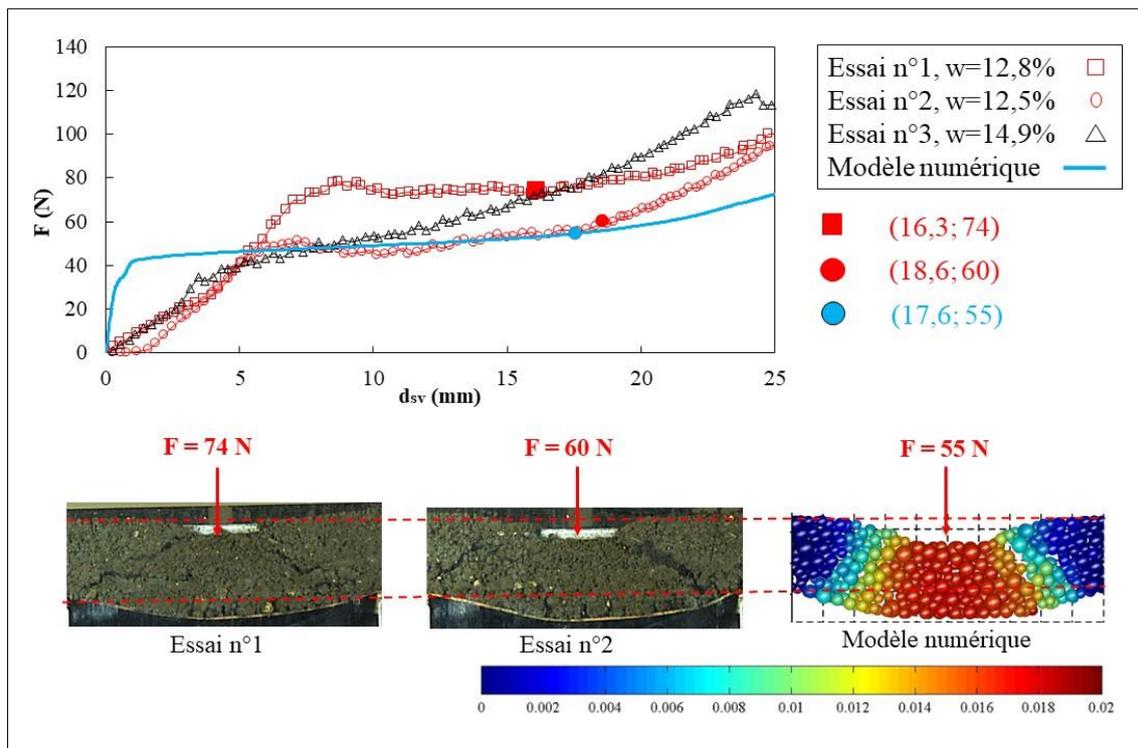


Figure 4-21. $H=0,05$ m. Comparaison des courbes de chargement entre le modèle numérique et les essais N°1, 2 et 3 (a) et de la géométrie du bloc de sol effondré entre le modèle numérique et les essais N°1 et 2 (b)

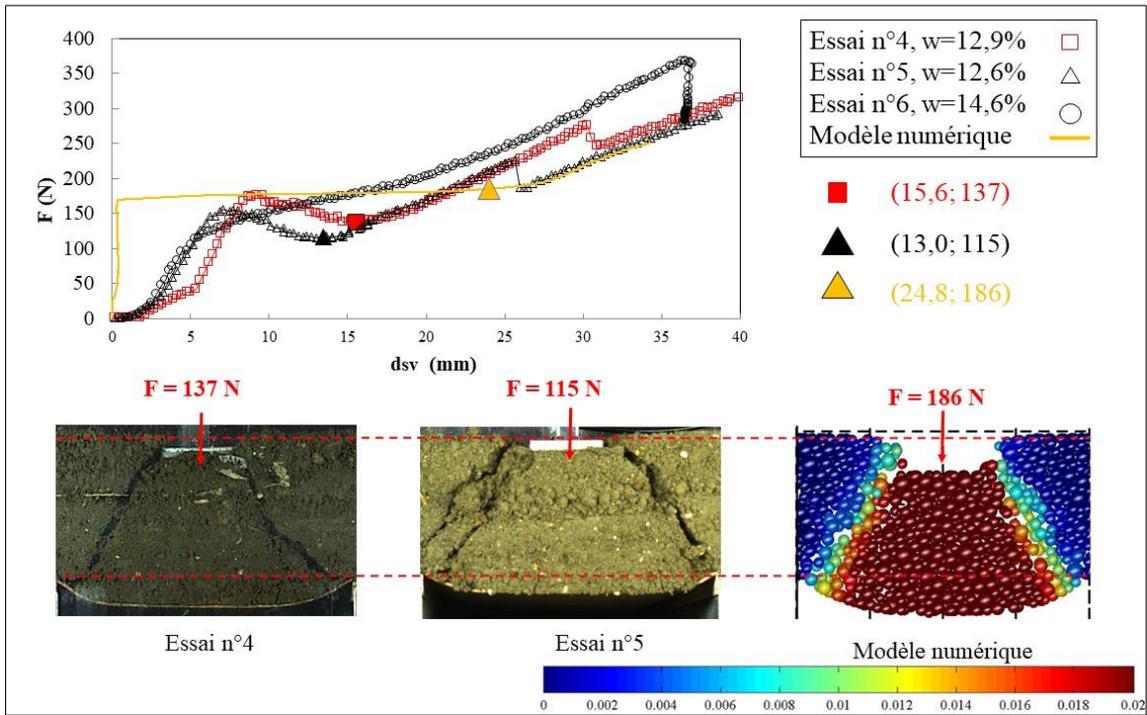


Figure 4-22. $H=0,10$ m. Comparaison des courbes de chargement entre le modèle numérique et les essais N°4, 5 et 6 (a) et de la géométrie du bloc de sol effondré entre le modèle numérique et les essais N°4 et 5 (b)

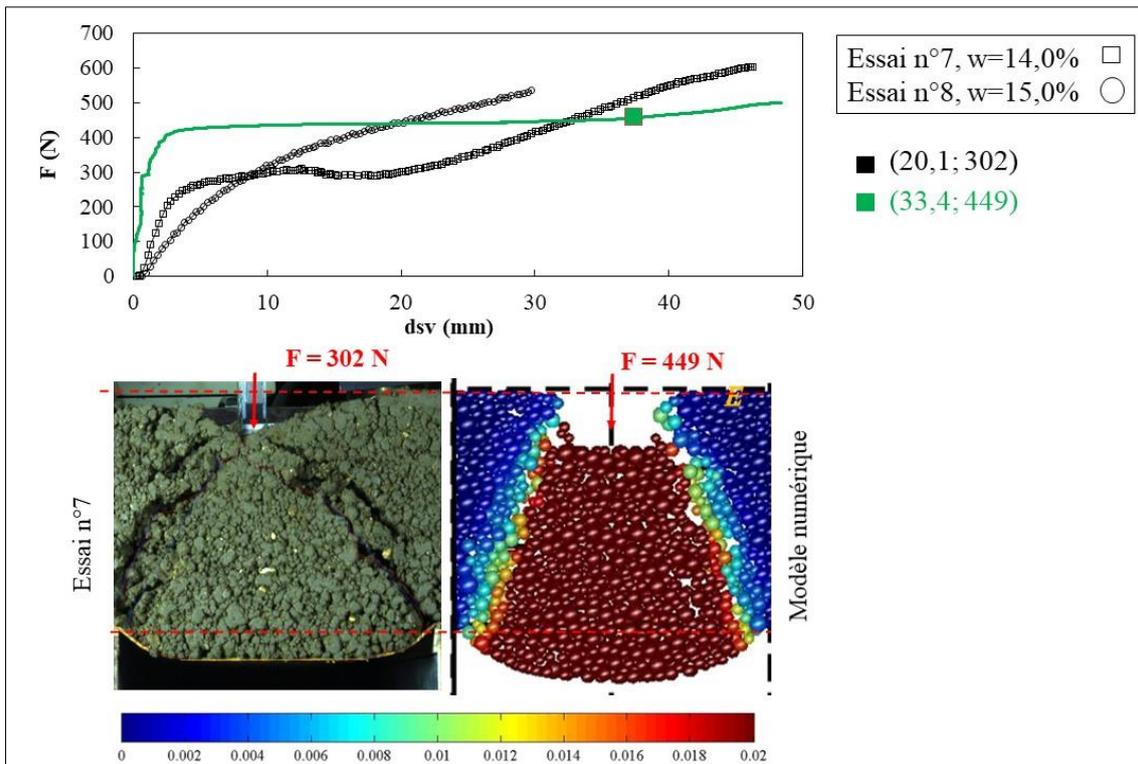


Figure 4-23. $H=0,15$ m. Comparaison des courbes de chargement entre le modèle numérique et les essais N°7 et 8 (a) et de la géométrie du bloc de sol effondré entre le modèle numérique et l'essai N°7 (b)

La Figure 4-21 montre, que dans la phase de rupture (partie horizontale), la courbe de chargement numérique suit assez bien la courbe de chargement expérimental de l'essai N°2. Le modèle numérique s'effondre pour une force de rupture de 55 N qui est inférieure aux mesures expérimentales ($F=60$ N

et 74 N respectivement pour les essais N°1 et 2). Le remblai subit un tassement de surface d_{sv} de 17,6 mm, dont la valeur est encadrée par celles des essais N°1 et 2 (respectivement $d_{sv} = 16,3$ mm et 18,6 mm). La géométrie du bloc effondré numériquement est très similaire à celle réellement observée sur les essais N°1 et 2.

Pour un remblai de hauteur $H = 0,10$ m, la forme de la courbe de chargement numérique reportée sur la Figure 4-22 diffère beaucoup des courbes expérimentales. Toutefois, le modèle numérique fait état d'une rupture du remblai pour une force $F = 186$ N qui est plus élevée mais voisine de celles obtenues pour les essais N°4 et 5 (respectivement $F = 137$ N et 115 N). Si l'on compare les résultats expérimentaux et numériques, on constate qu'après rupture, les courbes de chargement ne sont pas très éloignées les unes des autres. Cependant, si l'on se réfère aux points de rupture tels que définis expérimentalement et numériquement, on constate que le bloc de sol numérique s'effondre pour un tassement de surface $d_{sv} = 24,8$ mm, valeur nettement plus importante que celles observées expérimentalement ($d_{sv} = 15,6$ et 13 mm respectivement pour les essais N°4 et 5). La forme du bloc effondré que l'on peut observer pour le modèle numérique (particules en rouge foncé) est très comparable à celles des essais N°4 et 5, cependant la courbure de la membrane est plus importante numériquement.

Les observations faites pour $H=0,10$ m (Figure 4-22) sont également transposables pour le remblai d'une hauteur $H=0,15$ m. On atteint l'effondrement pour une force $F = 448,8$ N, valeur bien supérieure à celle obtenue en laboratoire pour l'essai N°7 (302,4 N). Le tassement de surface obtenu numériquement à l'effondrement est de $d_{sv} = 33,4$ mm. Cette valeur également plus importante que celle mesurée expérimentalement ($d_{sv} = 20,1$ mm) résulte d'une charge de rupture numérique plus importante et d'une courbure plus marquée de la membrane élastique. Toutefois, la forme du bloc effondré du modèle numérique est similaire à celle observée expérimentalement sur l'essai N°7.

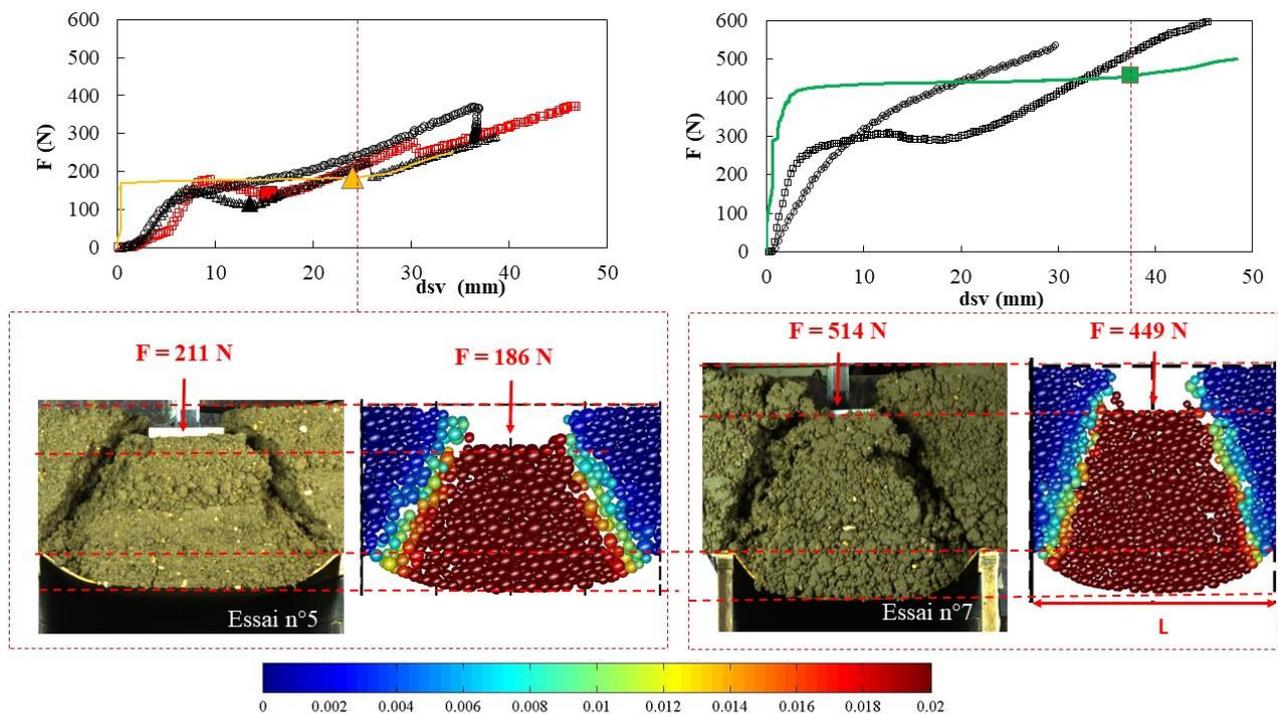


Figure 4-24. Comparaison de la géométrie du bloc effondré pour les essais à $H=0,10$ m (a) et $H=0,15$ m (b)

En observant la Figure 4-22 et la Figure 4-23, on constate que pour $H=0,10$ m et 0,15 m, le tassement de surface du modèle numérique est beaucoup plus important que la valeur mesurée lors de la campagne expérimentale.

Pour mieux appréhender la capacité du modèle numérique à reproduire la géométrie du bloc effondré, on peut essayer de comparer le modèle numérique avec l'essai expérimental pour une même valeur

de tassement de surface d_{sv} , en l'occurrence celle obtenue numériquement. La comparaison est illustrée sur la Figure 4-24 pour $H=0,10$ m (a) et pour $H=0,15$ m (b).

Comme la Figure 4-24 le montre, la force de chargement du modèle est très similaire à celle déterminée expérimentalement pour $H=0,10$ m et $0,15$ m et ce pour une même valeur de tassement en surface. La forme du bloc en rupture est bien visible dans les deux cas (expérience et numérique). Sur la Figure 4-24 on constate que la déformée expérimentale de la membrane est plus incurvée que celles observées sur la Figure 4-22 et la Figure 4-23. La capacité du modèle numérique à reproduire globalement le mécanisme de rupture semble avérée.

4.3.1.2 Déflexion, déplacements horizontaux et déformations de la membrane

Les observations faites précédemment doivent être confirmées par de nouvelles analyses. Pour cette raison, la déflexion de la membrane élastique est également comparée sur la Figure 4-25 pour $H=0,05$ m, sur la Figure 4-26 pour $H=0,10$ m et sur la Figure 4-27 pour $H=0,15$ m au moment de l'effondrement du bloc de sol cohésif.

Pour $H=0,05$ m (essais N°1, 2 et 3, Figure 4-25) la comparaison est très satisfaisante. La déformée numérique de la nappe est bien encadrée par l'ensemble des résultats expérimentaux. Le modèle numérique présente une symétrie dans le mécanisme de déformation, alors que dans la réalité la symétrie est plus difficile à constater. Une forme légèrement plus plate au centre de la membrane est observée sur le modèle numérique.

Pour $H=0,10$ m (Figure 4-26) et pour $H=0,15$ m (Figure 4-27), les valeurs de déflexion $d_{n,v}$ du modèle numérique sont bien plus élevées que les mesures expérimentales. Ceci semble logique puisque les charges appliquées lors de la rupture des modèles numériques sont plus importantes. Cette observation avait déjà été faite sur les courbes de chargement (Figure 4-22 et Figure 4-23).

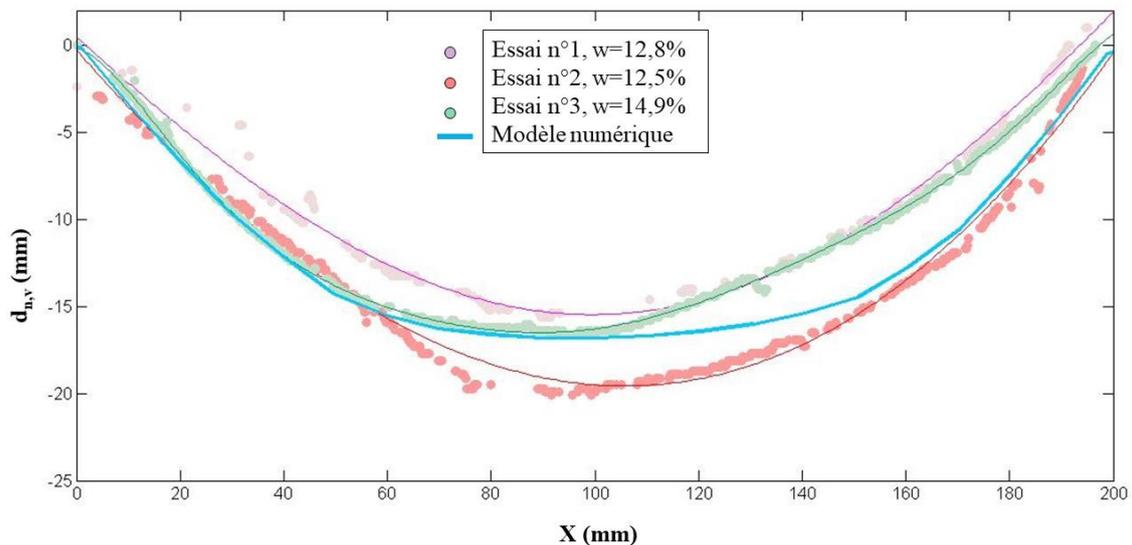


Figure 4-25. $H=0,05$ m. Comparaison de la déformée de la membrane entre le modèle numérique (courbe en bleu) et les essais N°1, 2 et 3

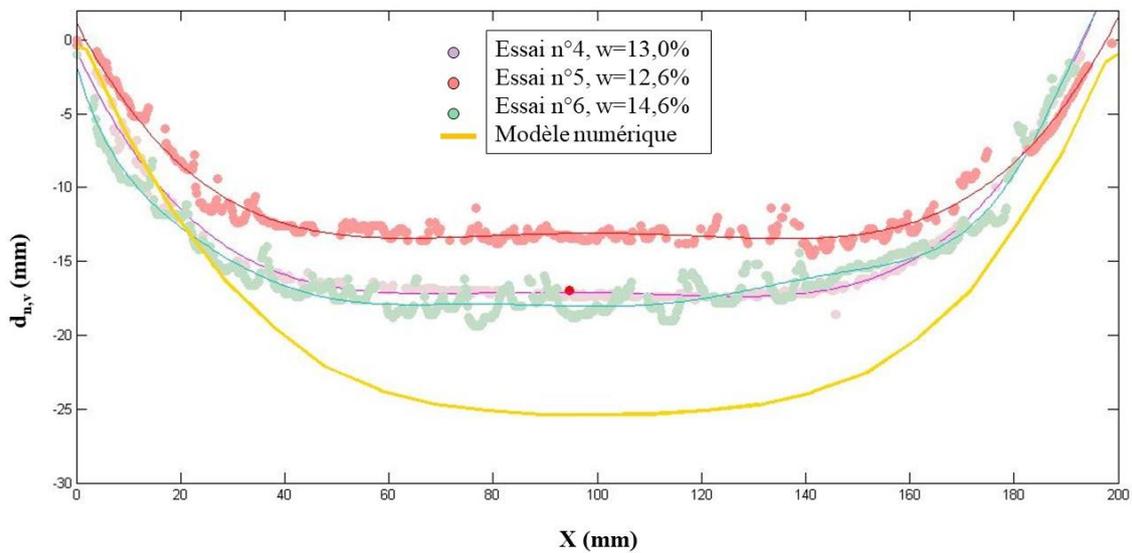


Figure 4-26. H= 0.10 m. Comparaison de la déformée de la membrane entre le modèle numérique (courbe en jaune) et les essais N°4, 5 et 6

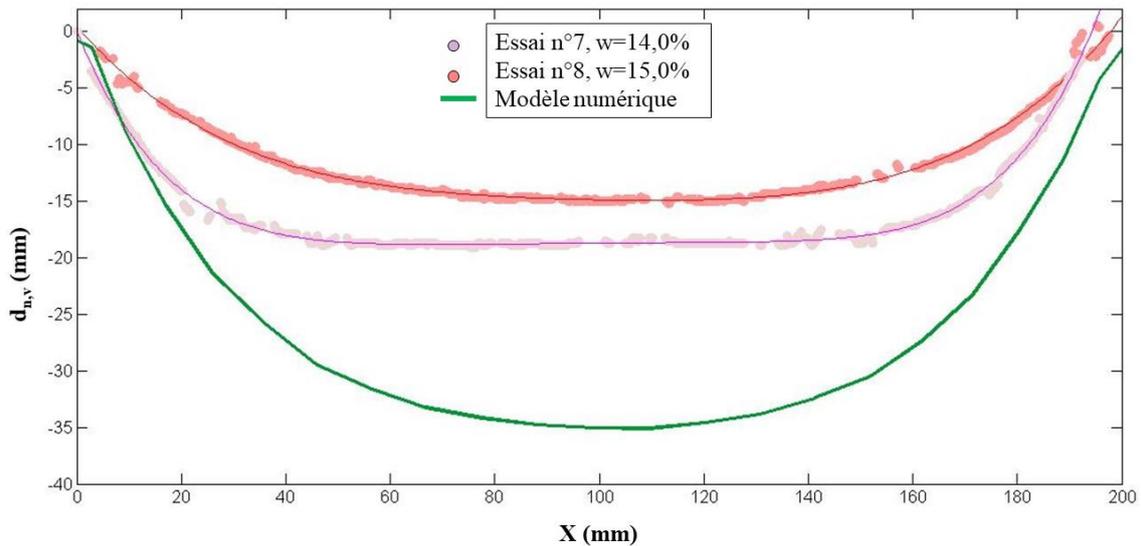


Figure 4-27. H= 0.15 m. Comparaison de la déformée de la membrane entre le modèle numérique (courbe en bleu) et les essais N°7 et 8

Pour mieux appréhender la géométrie de la nappe déformée, on peut essayer de comparer les modèles numériques (H=0,10 m et H=0,15 m) aux essais expérimentaux pour une même valeur de tassement de surface d_{sv} . (Figure 4-28).

Comme on peut le constater sur cette figure, la forme générale de la membrane déformée du modèle numérique est très similaire à celle identifiée sur les essais expérimentaux pour H=0,10 m et H=0,15 m : la partie plate de la membrane au centre de la cavité est notamment bien reproduite par le modèle numérique.

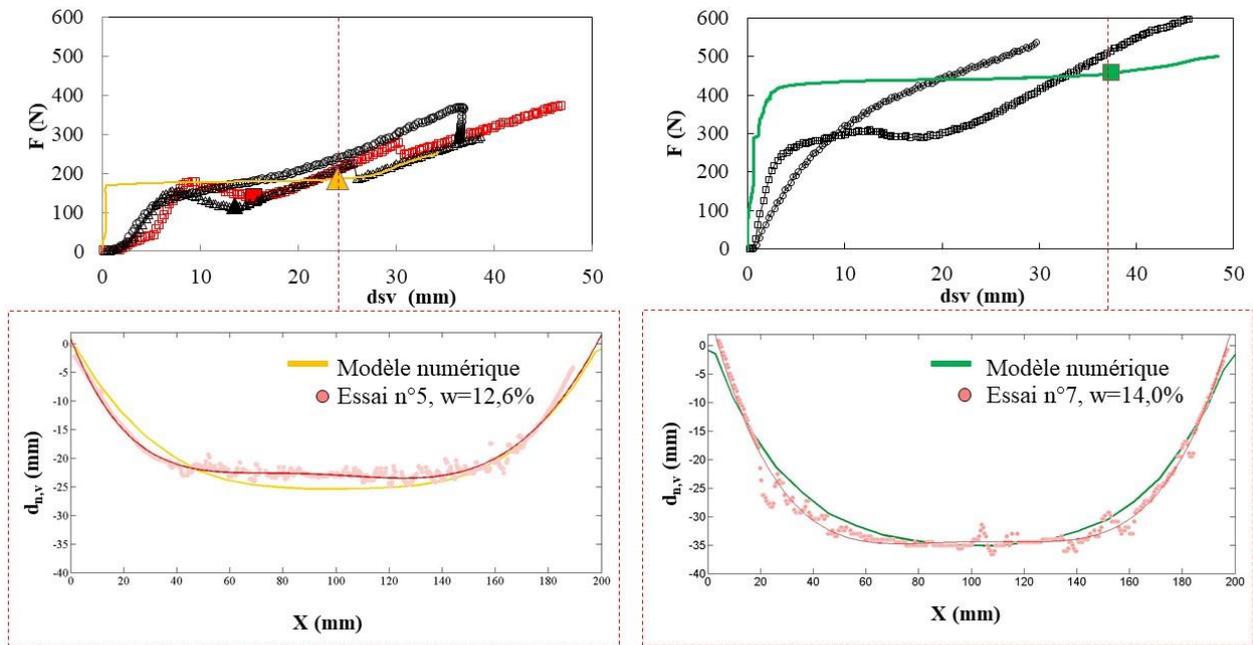


Figure 4-28. Comparaison de la déformée de la membrane pour l'essai N°5 à $H=0,10$ m (a) et pour l'essai N°7 à $H=0,15$ m (b)

A titre indicatif, la Figure 4-29 présente les déplacements horizontaux d_{nh} de la membrane élastique au moment de l'effondrement de la couche de sol cohésif pour les 3 hauteurs H considérées. Les valeurs de déplacement horizontal positives indiquent un déplacement vers la droite, les valeurs négatives un déplacement vers la gauche.

Au bord de la cavité, la membrane subit un déplacement horizontal orienté vers la cavité qui augmente avec la hauteur du remblai (force de traction plus élevée qui entraîne des déformations et des glissements plus importants de la nappe dans les zones d'ancrage). Deux pics sont observés près des bords de la trappe pour les trois épaisseurs analysées. Les valeurs importantes du tassement de surface observées numériquement pour $H=0,10$ m (Figure 4-26) et pour $H=0,15$ m (Figure 4-27) sont corrélées aux déplacements horizontaux de la membrane (d_{nh_max} de l'ordre de 2 mm pour $H=0,10$ m et 4 mm pour $H=0,15$ m).

Dans les zones d'ancrage situées de part et d'autre de la trappe, on observe une diminution progressive des déplacements horizontaux quand on s'éloigne de la cavité et ce pour les trois hauteurs du remblai modélisés ($H=0,05$ m, $H=0,10$ m et $H=0,15$ m). Ce phénomène est lié au frottement de la membrane avec le sol en partie supérieure et le support de base en partie inférieure à l'extérieur de la cavité.

Les déformations de la membrane à l'effondrement sont représentées sur la Figure 4-30 pour les trois hauteurs de remblai modélisées : $H=0,05$ m, $0,10$ m et $0,15$ m. Lorsque le bloc de sol s'effondre sur la membrane élastique, on constate que les déformations maximales augmentent avec la hauteur du remblai : plus le poids du bloc de sol effondré est important, plus la membrane élastique tend à se déformer. Des valeurs maximales de 1,7% pour $H=0,05$, 4,7% pour $H=0,10$ m et 7,7% pour $H=0,15$ sont enregistrées au centre de la trappe. La déformation diminue dans les zones d'ancrage suite au frottement mobilisé par la membrane avec le sol en partie supérieure et avec le support en partie inférieure, ce qui est confirmé par l'allure des courbes des déplacements horizontaux observés en Figure 4-29 dans les zones d'ancrage (déplacements qui diminuent progressivement quand on s'éloigne de la cavité).

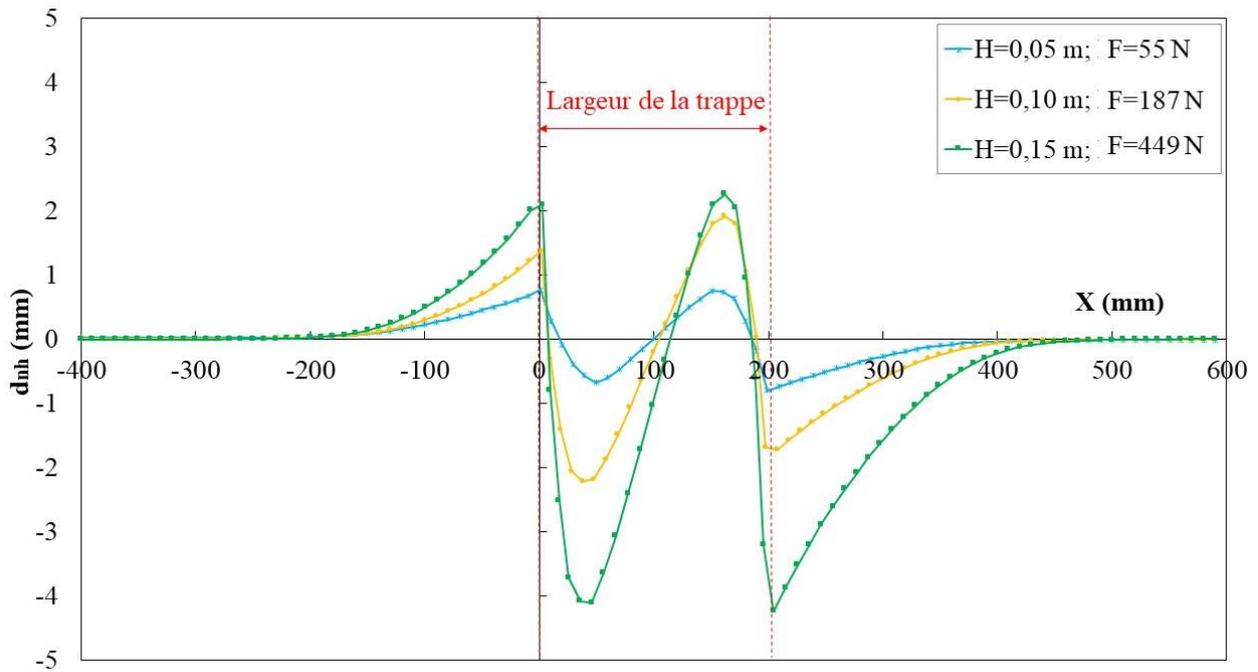


Figure 4-29. Déplacements horizontaux d_{nh} de la membrane élastique au centre du modèle pour $H= 0,05$ m (en bleu), $H= 0,10$ m (en jaune), $H= 0,15$ m (en vert)

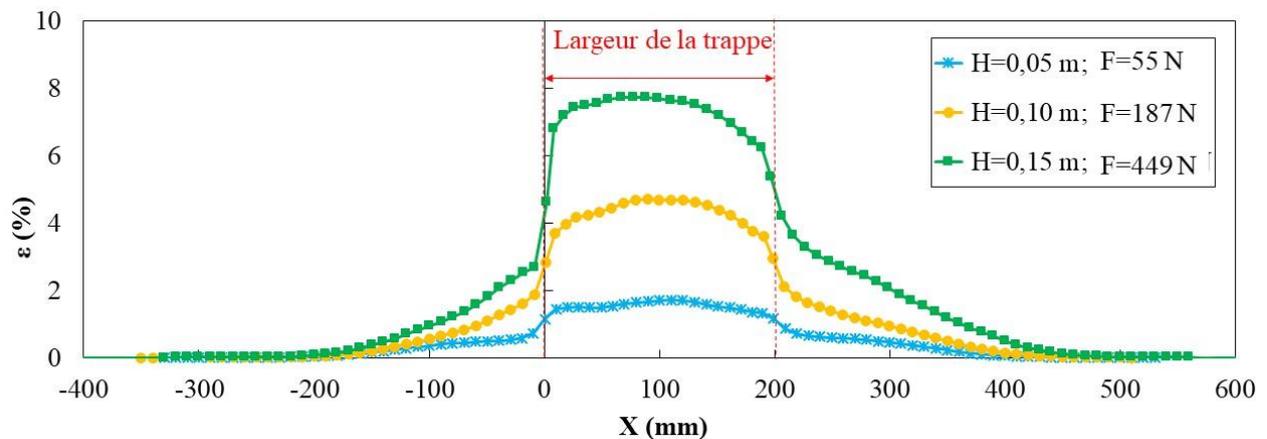


Figure 4-30. Déformations ε de la membrane élastique au centre du modèle pour $H= 0,05$ m (en bleu), $H= 0,10$ m (en jaune), $H= 0,15$ m (en vert).

Les résultats numériques présentés sur la Figure 4-30 auraient mérité d'être confrontés avec des mesures expérimentales. Malheureusement ces informations manquent dans la nouvelle campagne expérimentale. La comparaison sera donc faite au chapitre suivant avec les résultats expérimentaux obtenus par Hassoun (2019).

4.3.2 Comparaison des résultats numériques avec les résultats de la campagne expérimentale de Hassoun (2019)

4.3.2.1 Analyse des déformations de la membrane

Lors de la première campagne expérimentale, les déformations de la membrane ont été calculées à partir des déplacements horizontaux et verticaux mesurés par la technique de corrélation d'image. Il faut bien souligner que, avec cette technique, l'incertitude de la mesure des déplacements dans les directions horizontale et verticale se reflète sur les valeurs de déformation.

Les mesures expérimentales sont comparées (Figure 4-31 pour $H=0,05$ m, Figure 4-32 pour $H=0,10$ m et Figure 4-33 pour $H=0,15$ m) avec les résultats numériques obtenus :

- A la rupture du remblai (R) ;
- Pour des charges numériques qui conduisent à des valeurs de déplacements numériques de la membrane similaires à celles obtenues expérimentalement lors de l'effondrement de la couche de sol (E^*) ;
- À l'effondrement de la couche de sol (E).

Les résultats sont représentés sur la largeur de 400 mm (fenêtre d'observation pour la corrélation d'images). La courbe en rouge représente les valeurs expérimentales, les trois autres courbes correspondent aux résultats numériques pour les trois instants R, E^* et E. D'une façon générale, les déformations du modèle numérique sont très faibles au moment identifié comme étant la rupture (R). Pour la valeur de chargement numérique (E^*) qui conduit à des valeurs de déplacements numériques de la membrane similaires aux valeurs expérimentales du déplacement vertical maximal (18 mm pour $H=0,05$ m, 15 mm pour $H=0,10$ m et 29 mm pour $H=0,15$ mm), les déformations numériques sont très proches de celles mesurées expérimentalement par corrélation d'images. Cependant les courbes expérimentales montrent un maximum de déformation obtenu à proximité des bords de la cavité alors que numériquement ce maximum est observé au centre de la cavité. Le Tableau 4-12 synthétise les valeurs maximales de déformation obtenues pour les trois hauteurs de remblai.

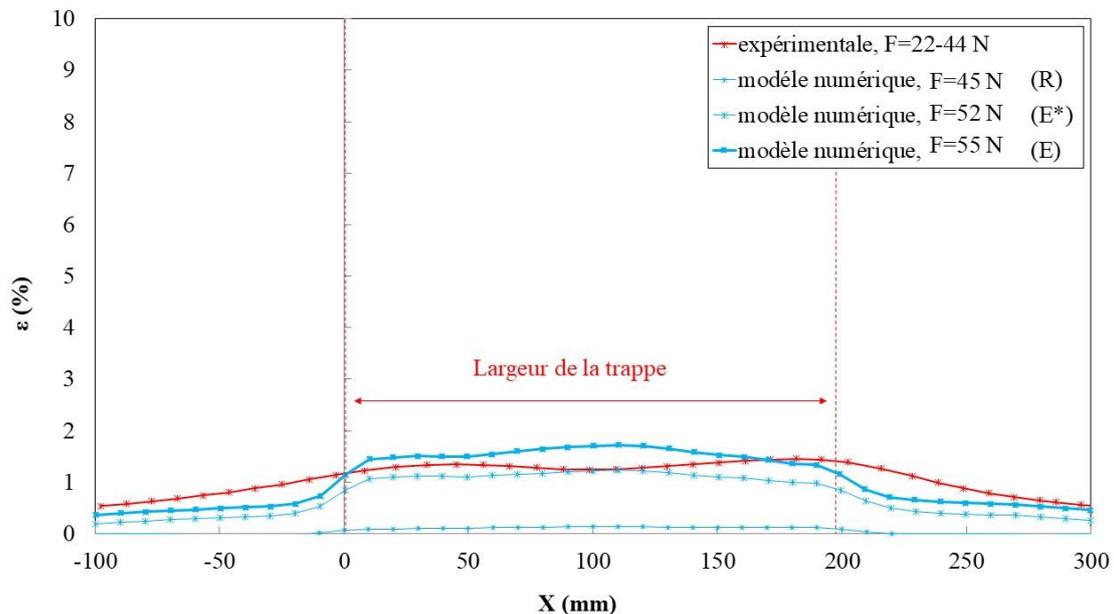


Figure 4-31. $H=0,05$ m. Comparaison des déformations de la membrane entre les données expérimentales (courbes en rouge) et les résultats numériques à la rupture (R), pour la force correspondant au déplacement maximal expérimental (E^*) et à l'effondrement (E)

Plus en détail, la Figure 4-31 montre que, à l'effondrement du bloc cohésif (E), les déformations numériques sont voisines de celles obtenues expérimentalement pour une charge $F=55$ N (moment E, effondrement du bloc de sol cohésif sur la membrane). Cependant les résultats numériques sont légèrement plus élevés au centre et sur le côté gauche. Ce résultat est expliqué en considérant que la force de chargement du modèle numérique ($F=54,7$ N) est plus importante que la valeur expérimentale (F entre 22 N et 44 N).

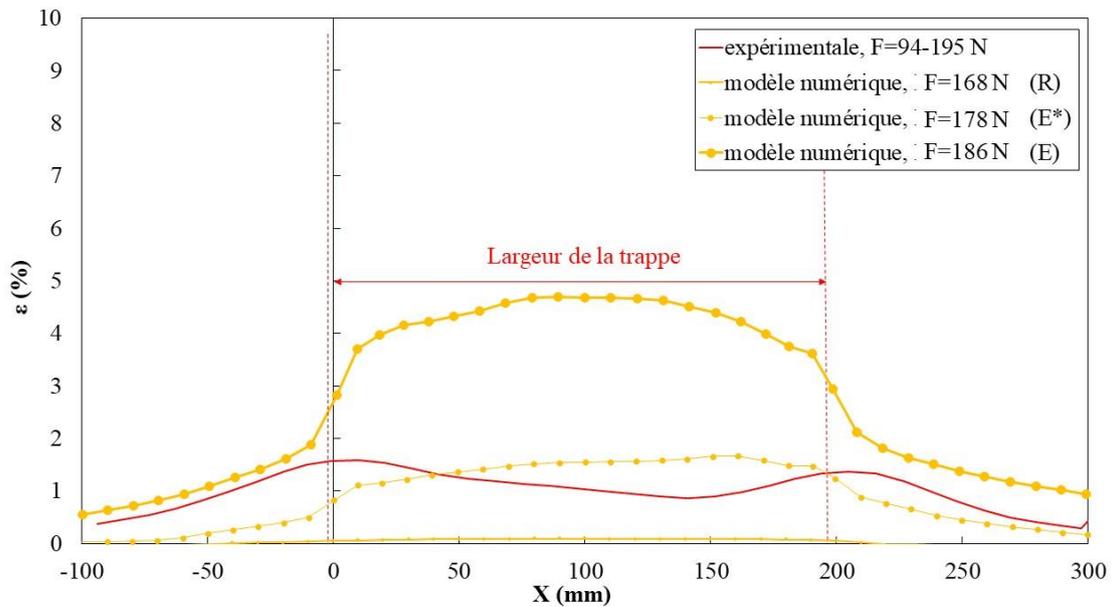


Figure 4-32. H=0,10 m. Comparaison des déformations de la membrane entre les données expérimentales (courbes en rouge) et les résultats numériques à la rupture (R), pour la force correspondant au déplacement maximal expérimental (E*) et à l'effondrement (E)

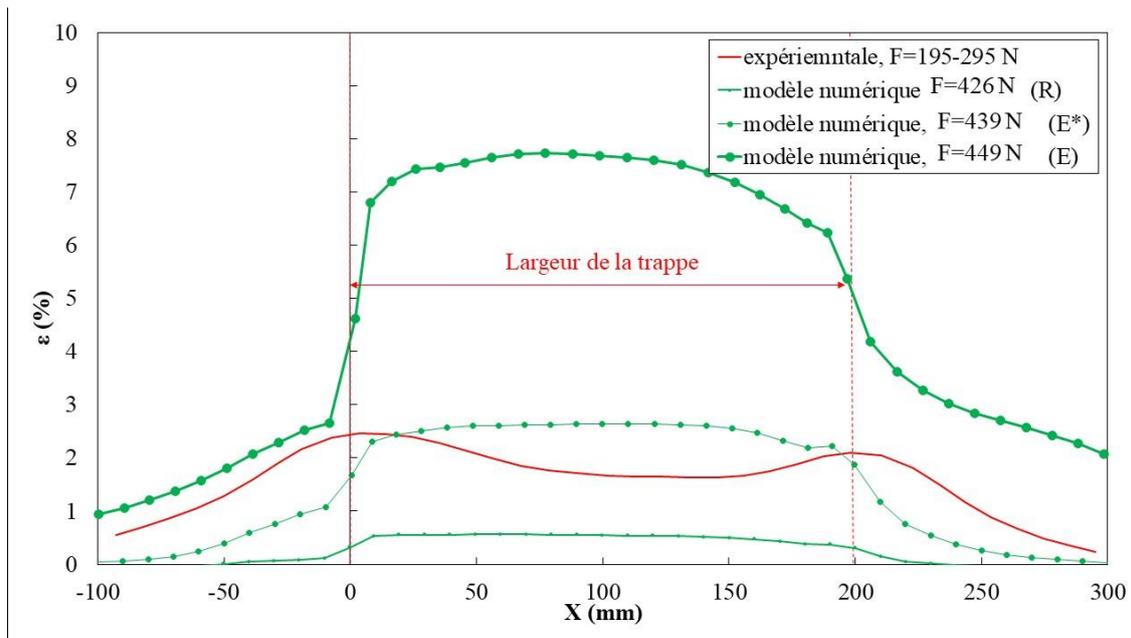


Figure 4-33. H=0,15 m. Comparaison des déformations de la membrane entre les données expérimentales (courbes en rouge) et les résultats numériques à la rupture (R), pour la force correspondant au déplacement maximal expérimental (E*) et à l'effondrement (E)

En observant la Figure 4-32 et la Figure 4-33 on constate que les déformations numériques enregistrées à l'effondrement (E) sont plus importantes que les valeurs expérimentales pour des remblais plus épais. Les valeurs maximales sont résumées dans le Tableau 4-12. Ce résultat est cohérent avec celui des déplacements verticaux (Figure 4-26 et Figure 4-27) et horizontaux (Figure 4-29) de la membrane élastique.

Tableau 4-12. Comparaison de la valeur maximale de déformation de la membrane entre le modèle numérique et les essais de la campagne expérimentale de Hassoun (2019)

H (m)	ϵ_{max} (%)			
	Modèle numérique			Essai de laboratoire Hassoun (2019)
	(R)	(H)	(E)	
0,05	0,1	1,2	1,7	1,4
0,10	0,1	1,7	4,7	1,6
0,15	0,5	2,6	7,7	2,4

4.3.2.2 Analyse des contraintes transmises par le sol sur la membrane

Un autre élément de validation du modèle numérique est offert par l'analyse des contraintes verticales. Les Figure 4-34, Figure 4-35 et Figure 4-36 présentent la distribution des contraintes verticales σ_v exercées par le sol sur la membrane élastique pour H=0,05 m, H=0,10 m et H=0,15 m. Les valeurs expérimentales ont été calculées seulement sur la largeur de la cavité (X=400 mm jusqu'à 600 mm), alors que numériquement elles peuvent être déterminées pour toute la largeur du modèle (X= 0 à 1000 mm). Chaque élément dans l'histogramme est une valeur moyenne de la contrainte verticale obtenue sur une largeur $dB_x = 50$ mm et une profondeur $B_y = 400$ mm.

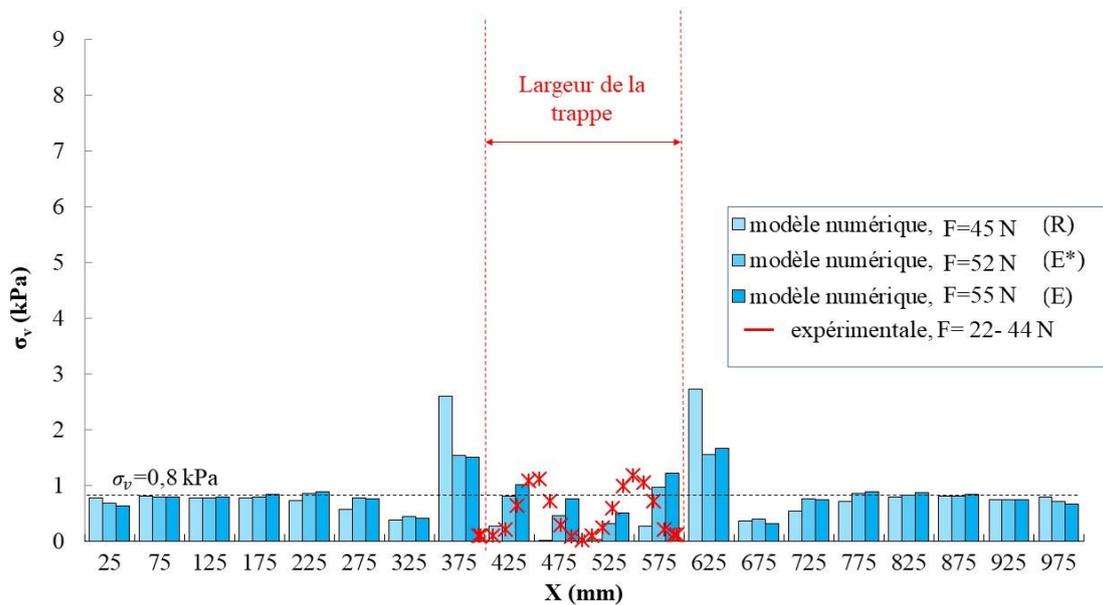


Figure 4-34. H=0,05 m. Comparaison des contraintes transmises sur la membrane entre les données expérimentales (points en rouge) et les résultats numériques (histogrammes en bleu) pour les cas R, E* et E.

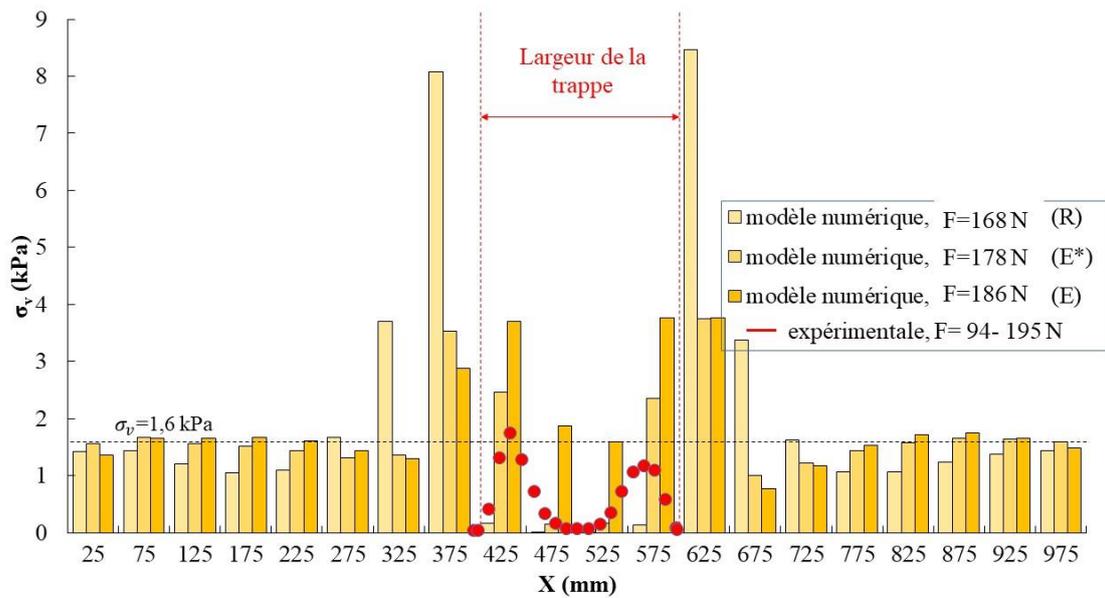


Figure 4-35. H=0,10 m. Comparaison des contraintes transmises sur la membrane entre les données expérimentales (points en rouge) et les résultats numériques (histogrammes en bleu) pour les cas R, E* et E

Comme pour la comparaison des déformations, les valeurs de contrainte verticale du modèle numérique sont représentées pour les trois instants caractéristiques R, E* et E. A ces trois instants et pour les trois hauteurs de remblai, les valeurs moyennes de la contrainte verticale agissant sur la membrane sont, comme attendu, $\sigma_{vi}=0,8$ kPa pour H=0,05 m, 1,6 kPa pour H=0,10 m et 2,4 kPa pour H=0,15 m. Ces valeurs correspondent en effet à l'action du poids propre du sol (avec un poids volumique sec de $13,8$ kN/m³ et une teneur en eau $w=0,15\%$).

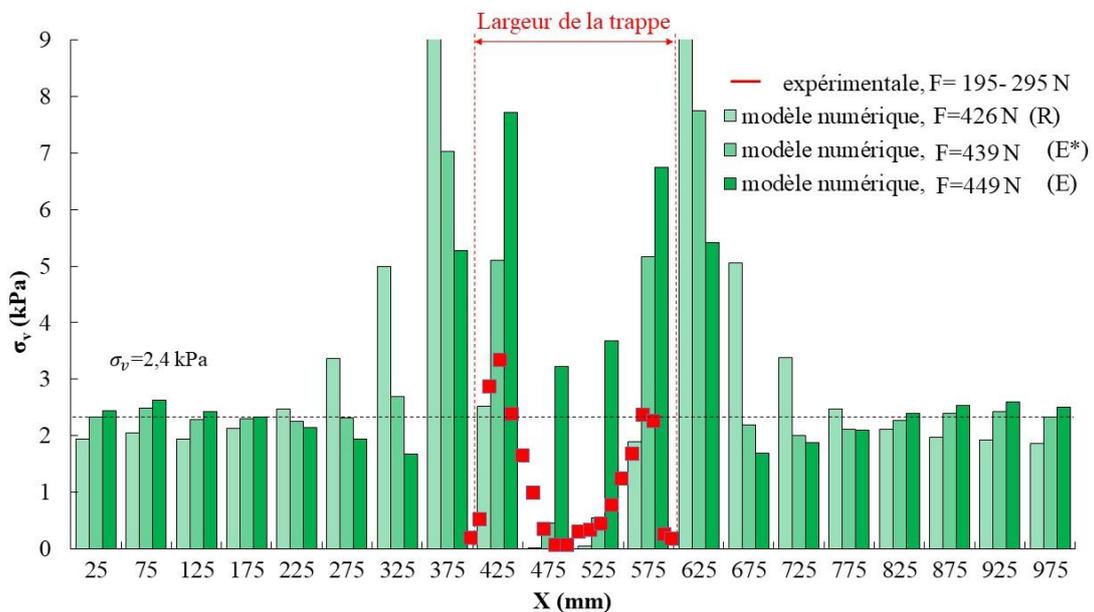


Figure 4-36. H=0,15 m. Comparaison des contraintes transmises sur la membrane entre les données expérimentales (points en rouge) et les résultats numériques (histogrammes en bleu) pour les cas R, E* et E.

En observant les résultats numériques, on constate que ceux-ci sont tout à fait cohérents et logiques. En effet, les valeurs de contrainte verticale enregistrées sont nulles au-dessus la cavité avant

l'effondrement (R et E^*), et augmentent de façon importante lorsque le bloc de sol cohésif s'effondre sur la nappe (E).

Le fait que le sol cohésif s'effondre par blocs justifie la géométrie de la distribution des contraintes verticales observées expérimentalement et représentée par des points en rouge sur la Figure 4-34, la Figure 4-35 et la Figure 4-36 : la contrainte est localisée principalement sur une petite zone de la membrane près des bords de la cavité. On retrouve la même configuration dans le modèle numérique pour les trois hauteurs (Figure 4-34 pour $H=0,05$ m, Figure 4-35 pour $H=0,10$ m et Figure 4-36 pour $H=0,15$ m).

Toutefois, les valeurs numériques de contrainte verticale sont plus élevées que les mesures expérimentales. Ceci peut être lié au fait que le traitement par corrélation d'images, utilisé pour les mesures expérimentales, comporte intrinsèquement des sources d'erreur et n'est valide que pour le tronçon de nappe situé au-dessus de la cavité. Le fait que les contraintes verticales soient nulles sur les bords de la trappe en est un exemple. En effet, la méthode utilisée ne permet pas de déterminer la contrainte verticale dans les zones d'ancrage où les déformations verticales sont nulles.

Si les contraintes verticales numériques sont assez comparables aux valeurs expérimentales pour la hauteur $H=0,05$ m, elles deviennent sensiblement plus importantes au centre de la cavité pour $H=0,10$ m (Figure 4-35) et $H=0,15$ m (Figure 4-36).

Malgré l'incertitude des mesures expérimentales et numériques, la comparaison est tout à fait satisfaisante. Comme le montre les essais expérimentaux, et les modélisations numériques on peut approximer l'action du sol cohésif sur la nappe par deux forces ponctuelles, hypothèse faite par Huckert pour la procédure de dimensionnement analytique. Dans la section 4.5 une comparaison entre les résultats numériques et les résultats analytiques permettra de confirmer les observations faites dans cette section.

4.4 Le modèle constitutif de Delenne dans la modélisation numérique à l'échelle réduite

4.4.1 Problématique

La comparaison entre les résultats numériques et les observations expérimentales a montré que le modèle numérique est capable de reproduire l'ouverture des cavités dans un sol cohésif pour un remblai de faible épaisseur ($H=0,05$ m). Toutefois, il sous-estime la force de chargement qui correspond à l'effondrement : une valeur de 55 N est obtenue numériquement, alors que l'on retrouve une valeur comprise entre 60 N et 74 N dans les expériences (essais N°1 à 2). Cette différence peut être liée à un mauvais paramétrage de la loi de comportement ou à la loi elle-même. Afin de se rapprocher d'un comportement plus réaliste du sol cohésif, on se propose de modifier la loi de comportement du contact et d'utiliser le critère de Delenne, déjà évoqué au chapitre 3 de ce mémoire de thèse, et de voir son influence sur les résultats expérimentaux.

L'ensemble des paramètres micromécaniques à définir pour le critère de Delenne (équation 3.13, chapitre 3) sont : résistance maximale admissible dans les directions normale et tangentielle, T_n et c , et le paramètre de la loi de puissance n .

Les caractéristiques mécaniques du sol et les paramètres micromécaniques utilisés dans le modèle numérique sont synthétisés dans le Tableau 4-13.

Tableau 4-13. Caractéristiques mécaniques et paramètres micromécaniques du critère de Delenne

	Caractéristiques mécaniques				Paramètres micromécaniques (Delenne)				
	γ_d (kN/m ³)	w (%)	φ (°)	C (kPa)	K^n (kPa)	K^n/K^s	T_n (kPa)	c (kPa)	n
Sable argileux	13,8	15	35	5,5	$1 \cdot 10^5$	1	15	50	2

Les paramètres micromécaniques à la base de la loi de Mohr Coulomb (Tableau 4-11) et de Delenne (Tableau 4-13) ont été déduits essentiellement d'une étude paramétrique basée sur la modélisation numérique d'essais triaxiaux en compression (essentiellement le calage de la cohésion et de l'angle de frottement). Les résultats en termes de contraintes sont représentés dans le plan de Mohr Coulomb (Figure 4-37). Le choix des paramètres micromécanique de Delenne a été fait en début de thèse sur la base d'une étude paramétrique qui pourrait être approfondi au vu des nouveaux essais de caractérisation des matériaux qui ont été réalisés depuis. Notamment l'influence du paramètre de la loi de puissance n sur les caractéristiques macroscopiques du matériau modélisé pourrait être investiguée.

Si le comportement sous compression axiale est globalement bien reproduit numériquement par les deux critères, ceux-ci se différencient principalement par leur comportement en traction. Expérimentalement, des essais de flexion 4 points (procédure présentée au chapitre 5) ont permis d'estimer la résistance en traction du matériau utilisé pour les expérimentation à $\sigma_t = 7,7$ kPa . Pour le jeu de paramètres du Tableau 4-11, le critère de Mohr Coulomb conduit à une valeur de contrainte de traction σ_t de 3,8 kPa et le critère de Delenne (Tableau 4-13) à une résistance à la traction plus importante ($\sigma_t = 5$ kPa).

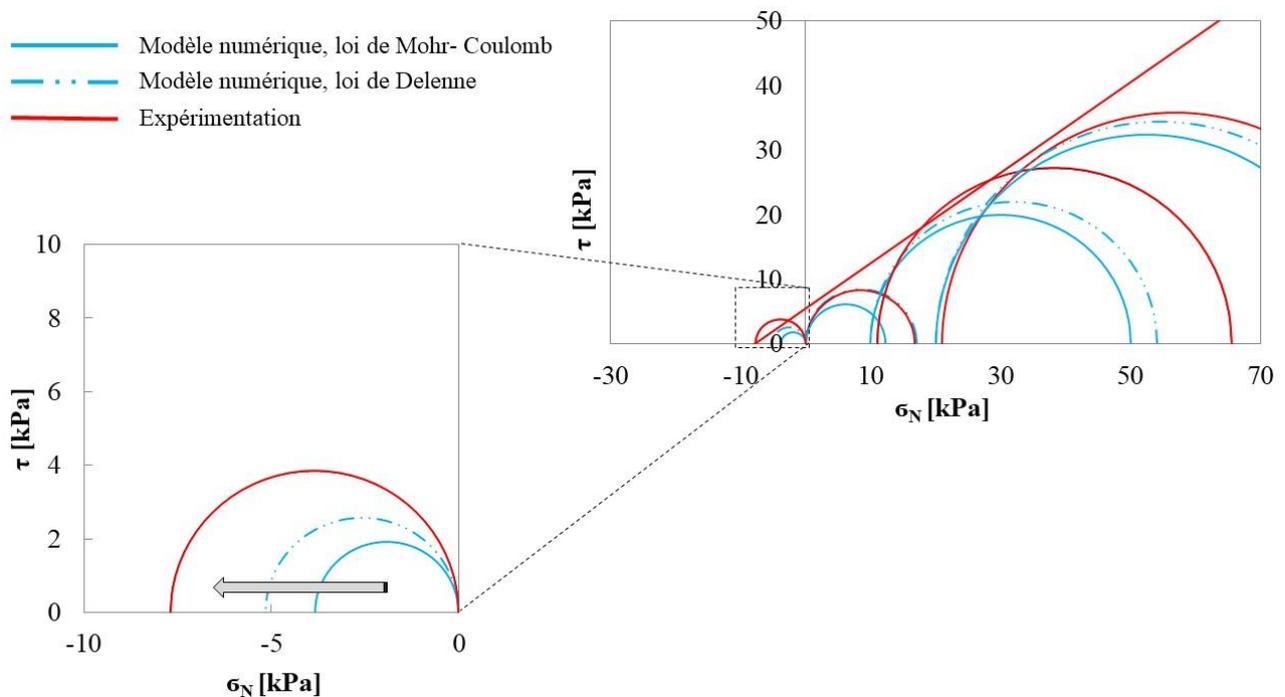


Figure 4-37. Représentation de l'état de contrainte dans le plan de Mohr Coulomb. Comparaison entre les résultats de la simulation numérique des essais triaxiaux de compression et de traction avec les résultats expérimentaux

Le critère de Delenne est donc le critère pour lequel la valeur de résistance en traction macroscopique se rapproche au mieux de la résistance en traction réelle du sol utilisé lors des expérimentations.

Probablement, une étude plus approfondie serait nécessaire, on se limitera principalement ici à évaluer la pertinence du modèle de rupture de Delenne pour l'essai d'effondrement à la trappe.

4.4.2 Comparaison entre le modèle de Delenne et la loi de Mohr Coulomb

Afin d'évaluer la pertinence du modèle de rupture de Delenne, des comparaisons avec le modèle de rupture de Mohr Coulomb sur l'essai d'effondrement à la trappe seront présentés pour $H=0,05$ m, cas dont la modélisation numérique avec Mohr Coulomb se rapproche le plus de l'essai à la trappe expérimental. Pour les deux critères (Mohr Coulomb ou Delenne) le comportement cohésif est affecté aux contacts après l'application de la gravité dans le modèle d'ouverture de cavités à la trappe.

Pour le modèle de Delenne, un critère de comportement post-rupture de type ductile est utilisé (SCD stratégie à comportement ductile). Lorsque le critère de rupture est atteint, la force de cisaillement F_i^S est maintenue à sa valeur maximale $F_{max}^S = c * A_{int}$ (pas de dégradation de la force tangentielle). Cela implique une rupture du sol non brutale avec des forces tangentielles qui perdurent tant que le contact est maintenu. Les nouveaux contacts qui peuvent se créer sont considérés de façon similaire : il y a recollement possible des particules en considérant le critère de rupture initial et le maintien de la force F_{max}^S une fois le critère de rupture atteint.

La capacité à maintenir ou non la cohésion au niveau du contact entre les grains après la rupture peut être fondamentale pour reproduire un effondrement du sol lorsque celui-ci est mis en œuvre à une teneur en eau plus ou moins importante (comportement fragile ou ductile). Pour répondre à cette nécessité, différentes hypothèses de comportement après rupture ont été rajoutées à la stratégie de rupture ductile (SCD) pour le modèle de Delenne :

- Stratégie à comportement fragile frottant (SCFF). Lorsque le critère de rupture est atteint le comportement d'interaction devient purement frottant d'où une chute de la résistance en cisaillement qui devient égale à $F_i^n * \tan\phi_{int}$.
- Stratégie à comportement fragile (SCF). Lorsque le critère de rupture (3.31, chapitre 3) est atteint, les forces de cisaillement sont immédiatement réinitialisées à zéro (perte immédiate de la cohésion tangentielle) mais peuvent par la suite retrouver leurs valeurs initiales (le comportement d'interaction de Delenne est conservé).

Pour le critère de Mohr Coulomb, on précise que la stratégie de rupture utilisée prévoit que, une fois le critère de rupture atteint, la force de cisaillement est conservée à son niveau maximal tant que le lien n'est pas rompu. Lorsque deux nouveaux contacts sont détectés, l'option de calcul retenue pour la thèse est que le nouveau contact est considéré comme frottant et donc que les forces de cohésion ne sont plus actives.

Dans ce chapitre (4.4.2) on comparera les résultats numériques obtenus avec le critère de Mohr Coulomb à ceux obtenus avec le modèle de Delenne ayant servi à la calibration des paramètres (SCD). Dans le chapitre suivant (4.4.3) les différents scénarii de rupture seront confrontés entre eux.

4.4.2.1 Déplacement vertical des sphères du remblai et force de chargement à l'effondrement

Les deux modèles numériques, calibrés sur les résultats expérimentaux, sont comparés entre eux sur les figures suivantes. La Figure 4-38 montre l'évolution du déplacement maximal de la nappe (d_{nv_max}) avec l'application de la force de chargement (F) pour le critère de Mohr Coulomb (ligne continue) et de Delenne (ligne pointillée).

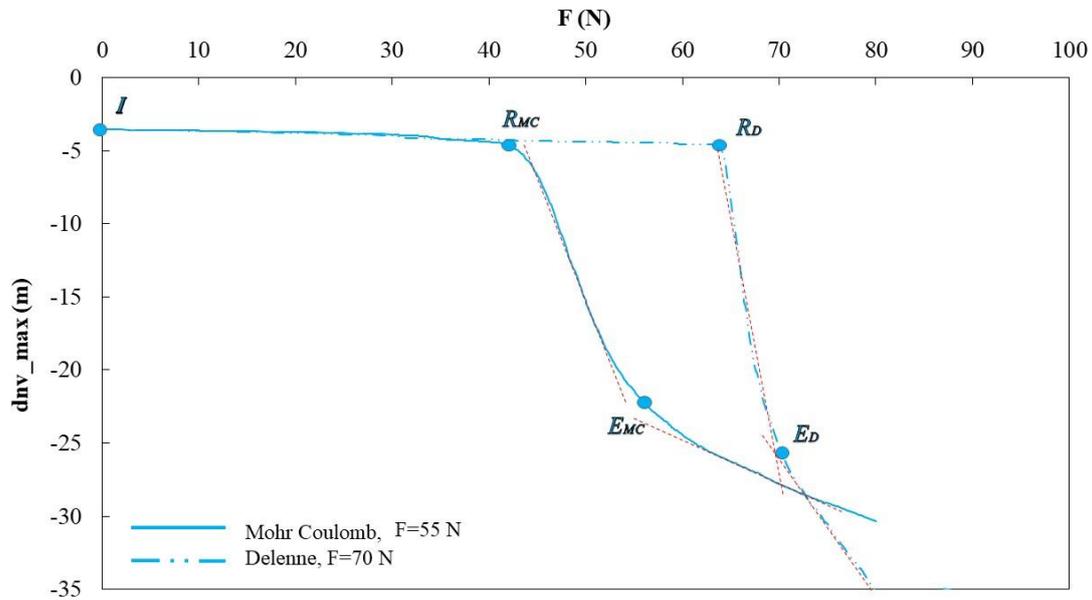


Figure 4-38. Déplacement maximal de la nappe (d_{nv_max}) en fonction de la force de chargement (F) pour le critère de Mohr Coulomb (ligne continue) et de Delenne (ligne pointillée)

Les trois points caractéristiques du comportement du remblai sont mis en évidence sur la Figure 4-38 : l'ouverture de la cavité (I), la première rupture (R) et l'effondrement du bloc de sol cohésif (E). Ces points caractéristiques seront pris en compte pour comparer les déplacements verticaux du remblai, les déformations de la membrane et les contraintes verticales transmises par le remblai à la membrane.

La Figure 4-38 montre que la rupture (R) et l'effondrement (E) ne se produisent pas pour la même valeur de la force de chargement. Une valeur de 55 N est nécessaire pour atteindre l'effondrement du remblai en utilisant le critère de Mohr Coulomb alors qu'une force plus importante (70 N) est nécessaire pour le modèle basé sur le critère de Delenne. Cette dernière valeur de 70 N est très proche des valeurs expérimentales présentées sur la Figure 4-21. En revanche, les valeurs de déplacement vertical de la membrane après effondrement restent du même ordre de grandeur pour les deux critères. On peut attribuer cette différence de comportement au fait que la résistance à la traction du sol numérique basé sur le modèle de Delenne soit plus importante et que la répartition des efforts sur la nappe ne soit pas identique ($\sigma_t = 5$ kPa avec Delenne, $\sigma_t = 3,8$ kPa avec Mohr Coulomb).

La Figure 4-39 présente le champ de déplacement vertical dans le remblai situé au-dessus de la cavité à différents instants de la phase de chargement ($F = 40$ N jusqu'à 70 N). Elle confirme que la rupture de la couche de sol cohésif (mise en évidence par un rectangle rouge) ne se produit pas pour la même valeur de la force de chargement. De plus, grâce à l'effet chromatique, on observe que pour le critère de Delenne, une fois la rupture atteinte, le bloc de sol s'effondre immédiatement ($F = 70$ N), alors que pour la loi de Mohr Coulomb, la rupture est plus progressive (le remblai commence à se déformer à partir de $F = 45$ N et il s'effondre véritablement pour $F = 55$ N). En prenant en compte le fait que la vitesse de chargement est la même entre les deux calculs d'ouverture de la cavité, l'explication de cette différence est uniquement liée à la stratégie de rupture envisagée dans chacun des cas

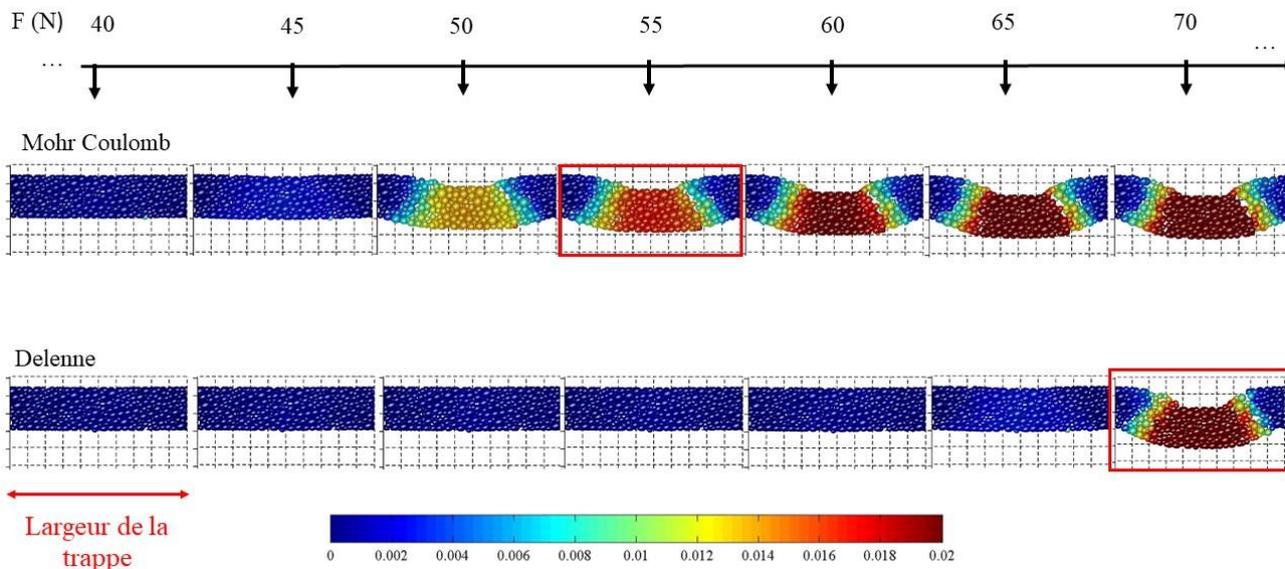


Figure 4-39. Déplacement vertical des sphères du remblai $d_{s,v}$ pour différents instants de la phase de chargement ($F= 40$ kN à 70 kN). Comparaison entre le modèle de Mohr Coulomb (ligne continue) et de Delenne (ligne pointillée)

4.4.2.2 Déformations de la membrane de renforcement

La Figure 4-40 montre les déformations de la membrane à l'effondrement (E) pour les lois de Mohr Coulomb (trait continu) et de Delenne (pointillé). Globalement la forme des deux courbes est similaire. Dans le cas de Delenne, la courbe est légèrement dissymétrique (contrainte plus élevée à droite de la cavité entre $X = 150$ et 200 mm ainsi que dans l'ancrage gauche). En revanche, la valeur maximale de déformation enregistrée pour Delenne est plus élevée ($\epsilon_{max} = 2,6\%$) que celle obtenue par Mohr Coulomb ($\epsilon_{max} = 2,2\%$). Ce résultat est logique : pour une charge plus importante, le modèle de Delenne conduit à des déformations plus importantes.

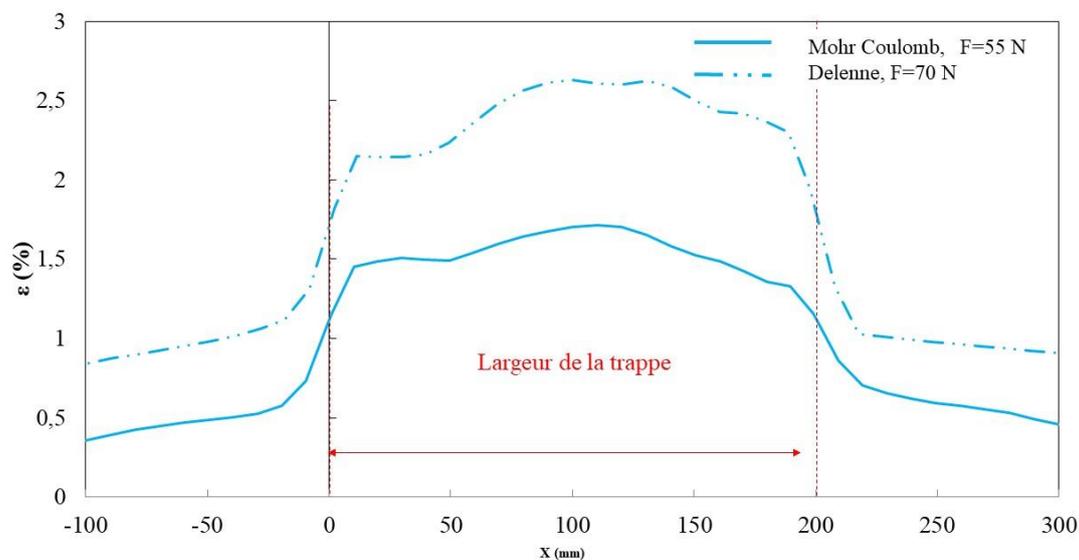


Figure 4-40. Déformations de la membrane élastique à l'effondrement de la couche du sol cohésif (E). Comparaison entre le modèle de Mohr Coulomb (ligne continue) et de Delenne (ligne pointillée)

4.4.2.3 Contraintes verticales transmises sur la nappe

La Figure 4-41 montre la distribution des contraintes transmises sur la membrane pour le modèle basé sur le critère de Mohr-Coulomb (histogrammes foncés) et celui basé sur le critère de Delenne (histogrammes clairs).

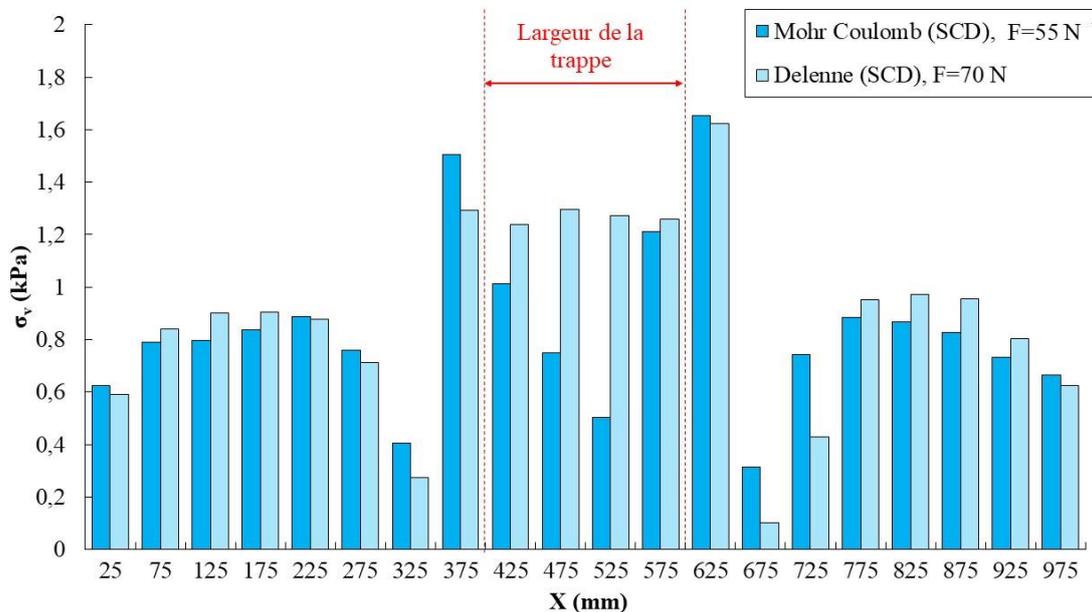


Figure 4-41. Distribution des contraintes transmises sur la membrane. Comparaison entre les modèles de Mohr- Coulomb et de Delenne.

Sur la Figure 4-41 on constate que les distributions de contraintes verticales sont sensiblement différentes tant sur la forme qu'en intensité. Le fait que les intensités soient différentes résultent du fait que les charges appliquées à la rupture sont dissemblables. Concernant la forme, deux pics de contraintes sont observés sur les bords de la trappe. Une légère diminution des contraintes s'observe au voisinage de la cavité (coté ancrage) du fait d'un comportement en flexion de la couche de sol avant rupture et de la présence d'une partie de sol en porte-à-faux. Alors que la contrainte diminue vers le centre de la cavité selon Mohr Coulomb elle est plutôt constante dans le cas de Delenne ce qui traduit un mode de rupture différent. La valeur du report de charge R_{ec} est de ce fait légèrement plus faible dans le cas de Delenne (25,8%) contre 29,5% dans le cas de Mohr Coulomb ; ce qui est cohérent avec les distributions de déformations et de contraintes observées sur la Figure 4-40 et la Figure 4-41.

4.4.3 Comparaison des scenarii post-rupture pour le modèle de Delenne

On veut montrer ici comment se manifeste la rupture de la couche de sol cohésif pour les trois scenarii post-rupture énoncés dans la section 4.4.2. Les jeux de paramètres micromécaniques de contact sont identiques à celui utilisé pour la stratégie à comportement ductile SCD adopté dans le contexte de la comparaison du modèle de Delenne avec Mohr Coulomb (Tableau 4-13). Pour le comportement post-rupture fragile frottant (SCFF), une valeur d'angle de frottement microscopique similaire à celui utilisé pour Mohr Coulomb a été retenu (60°).

Les comparaisons seront effectuées sur :

- La force d'effondrement du bloc de sol cohésif (Figure 4-42);
- Les déplacements verticaux et les déformations de la membrane (Tableau 4-14 et Tableau 4-15);

La Figure 4-42 représente le déplacement vertical des sphères du remblai $d_{s,v}$ pour différents instants de la phase de chargement ($F= 40 \text{ N}$ à 70 N) et pour les trois stratégies de rupture implémentées pour le critère de Delenne : SCD, SCF et SCFF.

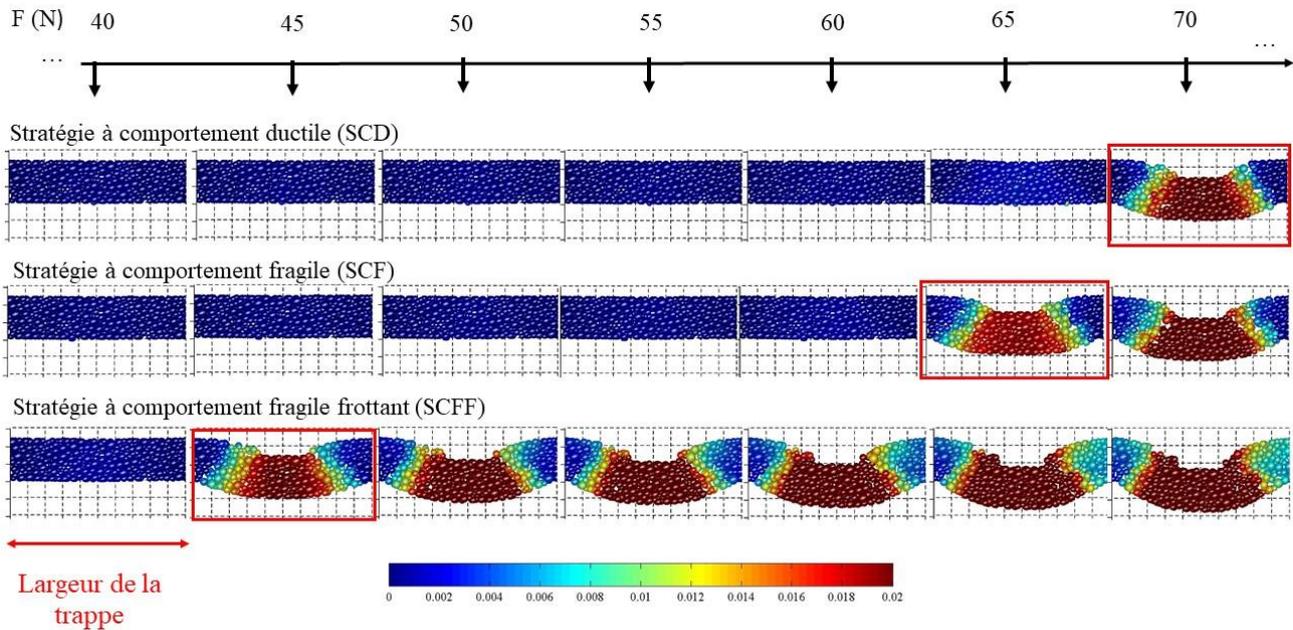


Figure 4-42. Déplacement vertical des sphères du remblai $d_{s,v}$ pour différents instants de la phase de chargement ($F= 40 \text{ N}$ à 70 N). Comparaison entre les trois scénarii de rupture (SCD, SCF et SCFF)

Globalement les résultats présentés sur la Figure 4-42 sont cohérents avec les stratégies de rupture utilisées. La force de chargement à l'effondrement de la couche de sol varie suivant les cas. Dans le cas de la stratégie ductile (SCD), la force de cisaillement F_i^s reste sur la valeur maximale F_{max}^s une fois que le critère de rupture a été atteint. Les forces de cisaillement perdurent tant que le contact est maintenu. Une valeur de force d'effondrement de 70 N est enregistrée.

Au contraire, pour la stratégie à comportement fragile (SCF), une fois que le critère est atteint les forces de cisaillement sont remises à zéro ; elles peuvent remonter à la valeur maximale mais les chutes locales de résistance de cisaillement font que la force à l'effondrement du remblai diminue par rapport à celle enregistrée pour la stratégie ductile ($F=65 \text{ N}$).

La stratégie à comportement fragile frottant (SCFF) est différente des deux autres. Une chute de résistance en cisaillement est obtenue une fois le critère de rupture atteint ($F=45 \text{ N}$) puisque le comportement d'interaction devient purement frottant.

Même si les résultats présentés sur la Figure 4-42 semblent éclairer les différences entre les différentes stratégies, ils ne donnent aucune information sur le comportement de la membrane lors de l'effondrement. Une comparaison en termes de déplacement maximal et de déformation au-dessus de la trappe est donc nécessaire. Les valeurs sont synthétisées dans le Tableau 4-14 et le Tableau 4-15.

Tableau 4-14. Valeurs de la force de chargement F et du déplacement maximal de la membrane d_{nv_max} à l'effondrement. Comparaison entre les trois scénarii de rupture (SCD, SCF et SCFF)

	F (N)	d_{nv_max} (mm)
SCD	70,0	24,3
SCF	65,0	22,6
SCFF	45,0	22,1

Les déplacements maximums de la membrane obtenus lors de l'effondrement se différencient seulement de quelques millimètres pour les trois cas d'analyse. Plus en détail, on retrouve une valeur qui augmente de SCFF à SCF à SCD. Ce résultat est cohérent avec celui de la force de chargement à l'effondrement (Figure 4-42). La même observation peut être faite pour les valeurs de déformation maximale à l'effondrement, synthétisées dans le Tableau 4-15 qui augmentent avec la force de chargement.

Tableau 4-15. Valeurs de la déformation ε_{max} de la membrane à l'effondrement. Comparaison entre les trois scénarii de rupture (SCD, SCF et SCFF)

	ε_{max} (%)
SCD	2,2
SCF	1,9
SCFF	1,8

Les résultats confirment que la rupture se produit différemment selon la stratégie choisie. Cette dernière est à choisir en fonction du comportement mécanique du sol qu'on veut modéliser : s'il s'agit d'un matériau plastique il faut se diriger vers une rupture de type ductile (SCD) ; alors que si le matériau est fragile, une stratégie SCF est plus adaptée.

4.5 Validation de la méthode analytique proposée par Huckert

4.5.1 Introduction

Le but de cette partie est d'étudier la pertinence de la méthode analytique de Huckert (2014) comme outil pour le dimensionnement des remblais cohésifs renforcés par géosynthétiques au-dessus de cavités. Les critères et paramètres nécessaires au dimensionnement sont :

- Rapport d_s/L imposé (tassement de surface sur largeur de la cavité L) ;
- Tension de la nappe géosynthétique T inférieure à la valeur limite T_{max} ;
- Hauteur du remblai H ;
- Propriétés physiques du sol connues (masse volumique totale γ , cohésion C et angle de frottement ϕ) ;
- Caractéristiques du renforcement (rigidité J et angles de frottement aux interfaces supérieure et inférieure sol/géosynthétique δ_s et δ_i).

Les résultats attendus et correspondant au moment de l'effondrement sont :

- Le tassement de surface d_s (m) ;
- La flèche f , la déformation ε et la tension T du renforcement.

Les informations complémentaires pouvant être déduites de la modélisation numérique sont :

- La forme du bloc de sol effondré sur la nappe géosynthétique (FB).
- Le taux de chargement de la nappe géosynthétique T_c située au-dessus de la cavité et par conséquent l'intensité de la charge résultant de l'effondrement de la couche de sol cohésif p en N/m.
- La géométrie de la nappe déformée (l_p) et le déplacement horizontal moyen de la nappe au voisinage de la cavité (U) dû à la mise en tension et aux déplacements de la nappe dans les zones d'ancrage.

Pour obtenir ces résultats, on peut adopter trois approches différentes : une campagne expérimentale, des formulations analytiques et le calcul numérique (approches représentées par les losanges en jaune sur la Figure 4-43). Sur cette figure, si en utilisant l'une des approches, on peut obtenir un résultat, alors celui-ci est indiqué en vert, sinon il est représenté en rouge. Seule la modélisation numérique permet d'accéder à l'ensemble des résultats possibles.

La campagne expérimentale et le calcul numérique nécessitent un temps de travail beaucoup plus long comparativement à la méthode analytique (temps de réalisation ou temps de calcul). Par conséquent, la méthode analytique reste l'outil à privilégier dans un contexte de dimensionnement de projet. Actuellement la seule méthode analytique disponible pour le dimensionnement des remblais cohésifs est celle proposée par Huckert (2015).

Cependant, celle-ci elle doit encore être validée sur un large ensemble de résultats expérimentaux ou numériques. Ce mémoire de thèse donne la possibilité d'utiliser les résultats numériques comme données d'entrée pour valider cette procédure analytique.

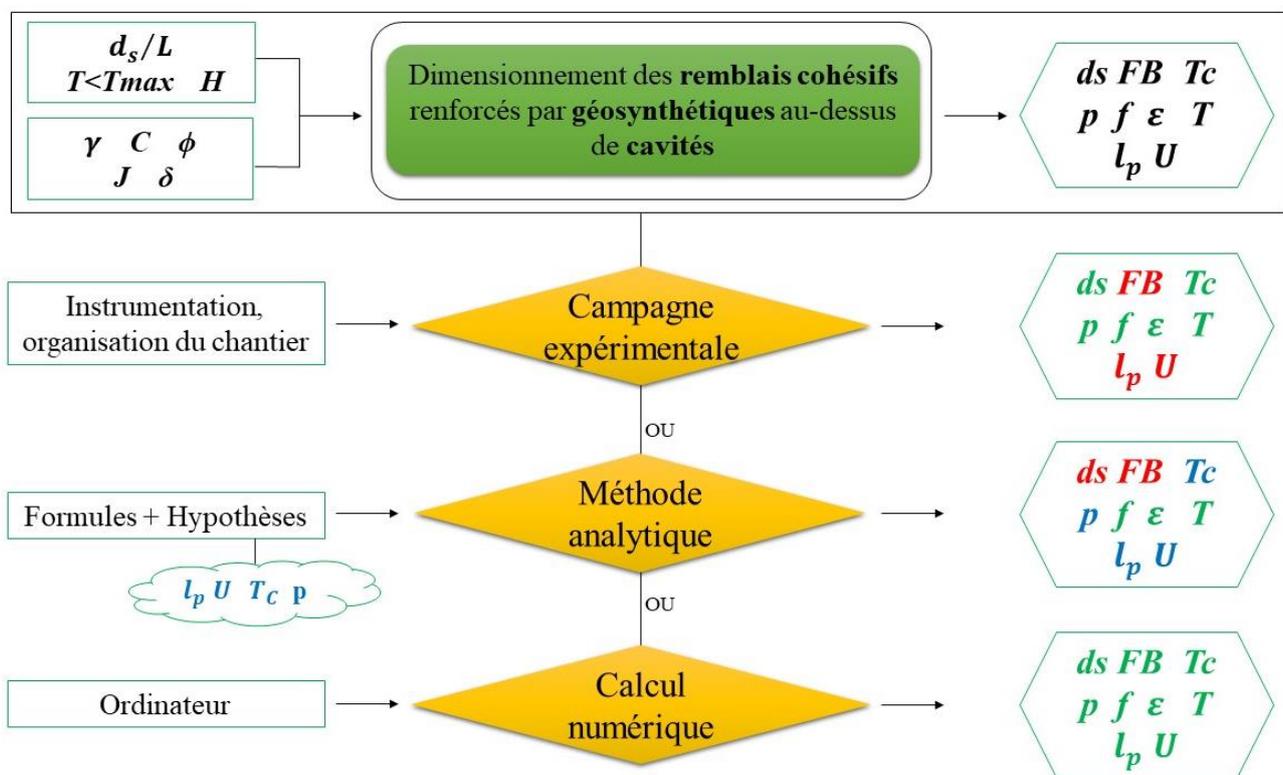


Figure 4-43. Schéma synthétique des outils à utiliser pour le dimensionnement d'un remblai cohésif. L'« Approche utilisée » est représentée par les losanges en jaune, les « Données d'entrée » par des rectangles et les « Résultats obtenus » par des hexagones

4.5.2 Comparaison des résultats analytiques et numériques

La méthode analytique a été décrite dans l'étude bibliographique (section 2.4.2). On rappelle ici les hypothèses et les formules principales afin de faciliter la compréhension des travaux présentés. Les principes de base de la méthode sont :

- les blocs effondrés sont supposés rigides et indéformables ;
- la nappe est monodirectionnelle ;

- le calcul est effectué sur une bande de faible largeur centrée sur la cavité et orientée dans la direction de renforcement ;
- l'action des blocs effondrés sur la nappe géosynthétique est modélisée par deux forces ponctuelles définies sur une largeur de bande unité (en N/m) ;
- La déformée de la nappe est trapézoïdale.

La Figure 4-44 synthétise le schéma d'équilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique.

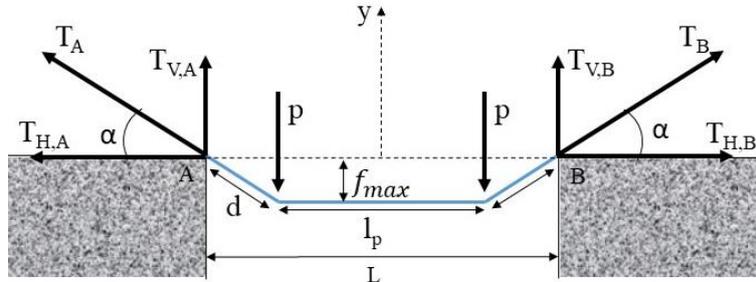


Figure 4-44. Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique (Huckert, 2015)

T_H , qui correspond à la force de traction horizontale du géosynthétique au bord de la cavité, est dans un premier temps l'inconnue principale du problème. Elle est déterminée par l'équation (4. 3).

$$U_B + \left(\sqrt{1 + \left(\frac{p}{T_H} \right)^2} - 1 \right) (L/2 - l_p/2) = \frac{T_H}{J} \left[\left(1 + \left(\frac{p}{T_H} \right)^2 \right) (L/2 - l_p/2) + l_p/2 \right] \quad (4. 3)$$

Les données d'entrée nécessaires à la résolution de l'équation (4. 3) représentent les hypothèses de base pour le dimensionnement, mentionnées en bleu sur la Figure 4-43. Elles sont dans ce chapitre issues du calcul numérique (partie 4.3, simulations numériques basées sur le critère de rupture de Mohr Coulomb) et sont synthétisées dans le Tableau 4-16.

Tableau 4-16. Résultats numériques considérés comme données d'entrée du calcul analytique pour le dimensionnement des remblais cohésifs sur cavités.

	l_p (mm)	U_B (mm)	$2p$ (N/m)	T_c (%)
H=0,05 m	77,8	-0,8	208	70,5
H=0,10 m	83,9	-1,5	546	69,8
H=0,15 m	75,6	-2,2	1081	67,7

La longueur l_p de la partie plate du bloc de sol effondré sur la nappe a été déterminée grâce au logiciel Fiji sur les images représentant les déplacements des sphères des remblais numériques de hauteurs respectives H=0,05 m, H=0,10 m et H=0,15 (Figure 4-45).

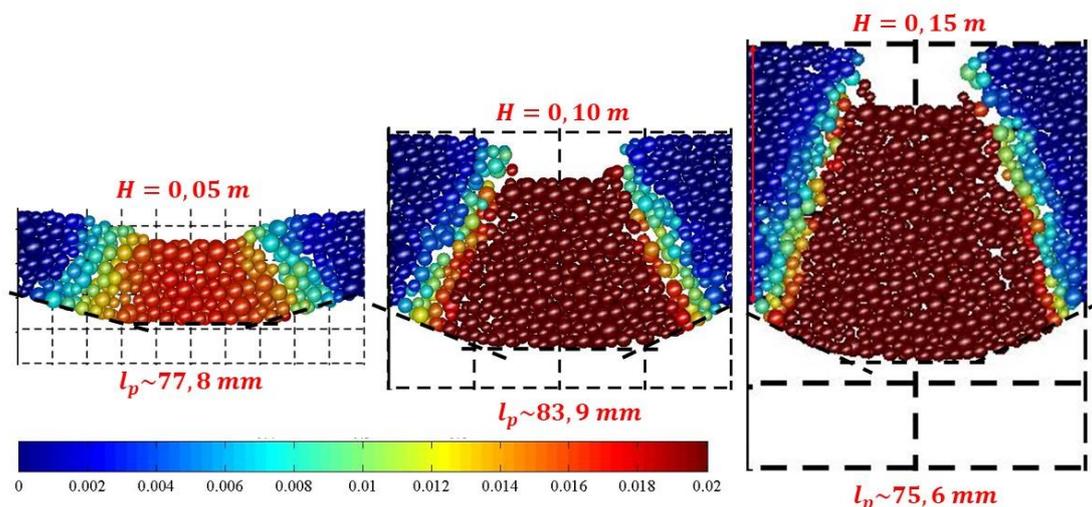


Figure 4-45. Définition des longueurs l_p issues du calcul numérique (partie plate à la base du remblai effondré) respectivement pour $H=0,05$ m, $H=0,10$ m et $H=0,15$ m

Comme le Tableau 4-16 le montre, les longueurs l_p sont, pour la géométrie étudiée et les paramètres de calcul retenus, peu dépendantes de la hauteur du remblai. Afin d'utiliser la méthode analytique, une valeur l_p de 80 mm est retenue.

Le déplacement horizontal U est la valeur moyenne des valeurs numériques obtenues sur les bords A et B de la trappe. Le Tableau 4-16 montre une proportionnalité directe entre la hauteur H et le déplacement U_B et ce consécutivement à l'augmentation de la charge agissant sur la nappe avec la hauteur de la couche de sol. On peut traduire, pour la géométrie étudiée et les paramètres de calcul retenus, cette proportionnalité entre U et H par la formule (4. 4) :

$$U_B = -\frac{3}{2 * 100} H \quad (4. 4)$$

Le taux de chargement T_c de la nappe (pourcentage de la charge transmise à la portion de nappe située au-dessus de la cavité) reste plutôt constant, une valeur moyenne de 70 % peut être prise en compte pour le calcul analytique.

L'effort de chargement $2p$ (en N/m) est déduit de l'équation (4. 5).

$$2p = \frac{(V * \gamma) + F}{B_y} T_c \quad (4. 5)$$

Où V représente le volume de sol agissant sur la nappe, γ le poids volumique total du sol, F la force de chargement et B_y la longueur de la trappe. Les données nécessaires pour calculer $2p$ à partir de l'équation (4.3) sont synthétisées dans le Tableau 4-17. F_E représente les valeurs de la force de chargement lors de l'effondrement du sol sur la nappe et F_R les valeurs de force de chargement à l'initiation du mécanisme de rupture.

Tableau 4-17. Données d'entrée pour le calcul de l'effort de chargement p (N/m).

	$V (m^3)$	$\gamma (kN/m^3)$	$B_y (m)$	$F_E (N)$	$F_R (N)$
H=0,05 m	0,004	15,870	0,4	55	45
H=0,10 m	0,008			186	168
H=0,15 m	0,012			449	426

Une fois l'effort de traction T_H déterminé, on peut calculer la flèche f_{max} , la tension T et la déformation ε de la nappe en utilisant les expressions (4. 6), (4. 7), (4. 8).

$$f_{max} = \frac{p}{T_H} (L/2 - l_p/2) \quad (4. 6)$$

$$T_{max} = T_H \sqrt{1 + \left(\frac{p}{T_H}\right)^2} \quad (4. 7)$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{T_{max}}{J} \quad (4. 8)$$

Comme on peut le voir sur la Figure 4-45, la détermination de la longueur du tronçon plat de la nappe est approximative. De plus, la charge à l'initiation de la rupture est légèrement différente de celle correspondant à l'effondrement final. Afin de prendre en compte ces incertitudes, le calcul analytique a été conduit également en faisant varier :

- La longueur l_p entre les valeurs minimale (75 mm) et maximale (84 mm) qui ont été déterminées pour les trois hauteurs de la couche de sol ;
- La charge F entre la valeur à rupture F_R et la valeur à l'effondrement F_E .

Pour pouvoir résoudre l'équation (4. 3) en prenant en compte la variabilité de la longueur l_p et de la charge F , une méthode numérique simple de dichotomie a été implémentée dans Matlab.

Pour chaque valeur de T_H trouvée pour un couple de valeurs de longueur et de force, des valeurs de la flèche f_{max} et de la déformation ε_{max} ont été déduites à partir des équations (4. 6) et (4. 8).

La Figure 4-46 montre un exemple de résultat obtenu en termes de flèche f_{max} de la nappe de renforcement.

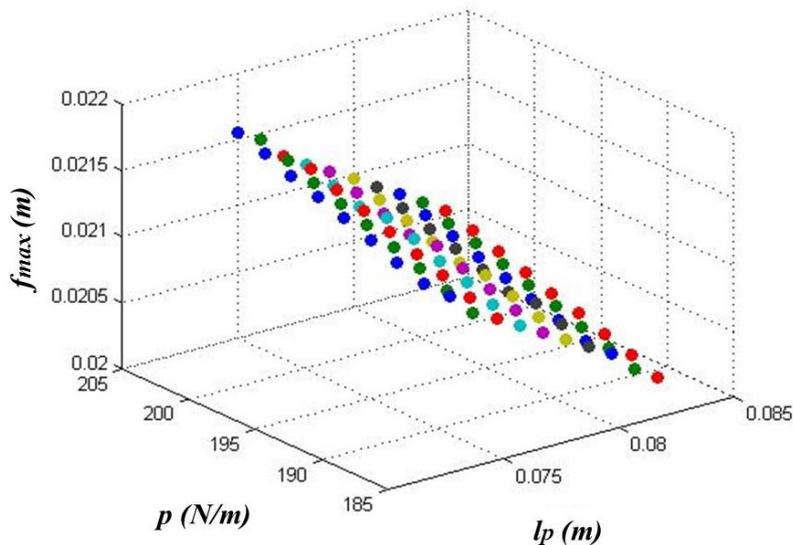


Figure 4-46. Flèche de la nappe géosynthétique pour différentes longueurs l_p et charges p définies par unité de longueur (N/m).

Les résultats en termes de flèche f_{max} sont reportés dans le Tableau 4-18 et comparés à ceux du modèle numérique. L'intervalle des valeurs (due à l'incertitude de la longueur l_p et de la force F) est reporté entre parenthèse à côté de chaque résultat analytique. On observe que le modèle analytique donne des valeurs très proches des valeurs numériques et qu'il reproduit correctement l'augmentation

des valeurs de flèche constatées numériquement. Ceci montre que les hypothèses de base du modèle analytique sont pertinentes quand des valeurs adéquates de la géométrie de la nappe et de l'intensité du chargement sont correctement évaluées.

Tableau 4-18. Comparaison des résultats de la flèche f_{max} de la nappe géosynthétique entre la méthode analytique de Huckert (2015) et le modèle numérique.

	f_{max} (mm)	
	Résultats analytiques	Résultats numériques
H=0,05 m	21,0 (20÷21,6)	21,1
H=0,10 m	29,9 (28,7÷30,6)	29,0
H=0,15 m	39,2 (37,4÷39,6)	37,5

Les résultats analytiques et numériques de la déformation de la nappe de renforcement géosynthétique ε_{max} sont synthétisés dans le Tableau 4-19. Comme attendu, les valeurs analytique des déformations de la nappe géosynthétique ε_{max} augmentent avec la hauteur de la couche de sol. Les différences observées entre les résultats analytiques et numériques sont liées au fait que la géométrie numérique de la nappe déformée n'est pas parfaitement trapézoïdale (Figure 4-45) et que numériquement les déformations ne sont pas constantes par tronçon. Néanmoins cette approche semble satisfaisante pour une première approche de dimensionnement.

Tableau 4-19. Comparaison des résultats des déformations ε_{max} de la nappe géosynthétique entre la méthode analytique de Huckert (2015) et le modèle numérique.

	ε_{max} (%)	
	Résultats analytiques	Résultats numériques
H=0,05 m	2,7 (2,5÷2,8)	1,7
H=0,10 m	5,4 (5,1÷5,5)	4,7
H=0,15 m	8,9 (8,6÷9,1)	7,7

En conclusion, on peut retenir que la méthode analytique semble validée et que les hypothèses formulées sont recevables : les résultats analytiques et numériques sont très proches en termes de flèche f_{max} et de déformation ε_{max} . L'intervalle des valeurs due à l'incertitude des mesures de l_p et F n'est pas très important et reste acceptable dans un contexte d'ingénierie.

4.6 Conclusions

L'objectif principal de ce chapitre a été la validation du modèle numérique qui simule l'ouverture de cavités pour un sol cohésif renforcé par une nappe géosynthétique en considérant une géométrie du problème à petite échelle.

Pour pouvoir répondre à cet objectif, une campagne expérimentale a été réalisée à l'aide d'un dispositif à la trappe. Trois épaisseurs de la couche de sol cohésif ont été prises en compte : 0,05 m, 0,10 m et 0,15 m. Le manque d'informations et les imprécisions de la campagne expérimentale précédente conduite par Hassoun (2019) nous ont incité à répéter les essais dans le cadre de cette

thèse. Dans la nouvelle campagne expérimentale, le chargement du remblai a été effectué au moyen d'un vérin relié à un capteur de force. Cette technique a permis d'obtenir des valeurs de force de rupture plus précises que celles obtenues lors de la précédente campagne expérimentale. La comparaison des mesures entre les deux études expérimentales a montré que le mécanisme de rupture du remblai est le même : un bloc de sol rigide de forme trapézoïdale se détache de la couche de sol.

Le modèle numérique utilisé pour la validation de l'approche par éléments discrets a les mêmes caractéristiques géométriques que celles du dispositif expérimental. Dans un premier temps, le critère de Mohr Coulomb a été utilisé pour la modélisation de l'interaction entre les particules discrètes du remblai. Les mesures déduites des nouveaux essais en termes de force de rupture, forme des blocs effondrés et déplacements verticaux de la membrane ont été utilisées pour une première comparaison du modèle numérique d'épaisseur $H=0,05$ m. Des valeurs très similaires aux mesures expérimentales ont été observées. Au contraire pour les deux autres hauteurs de remblai ($H=0,10$ m et $H=0,15$ m), les valeurs numériques sont plus importantes, possiblement par un mauvais calibrage du modèle numérique ou à une inadéquation du modèle de comportement retenu. Lors des essais de la campagne expérimentale réalisée par Hassoun (2019), une analyse par corrélation d'images a permis de calculer les déformations et les contraintes verticales transmises par le sol cohésif sur la membrane. Ces informations ont été confrontées aux résultats numériques. Encore une fois les résultats numériques et expérimentaux sont relativement proches pour le modèle numérique avec $H=0,05$ m, mais les valeurs calculées sont plus élevées pour $H=0,10$ m et $H=0,15$ m. Néanmoins, on peut conclure que globalement le modèle numérique semble assez bien reproduire les mécanisme d'effondrement lors de l'ouverture d'une cavité sous un remblai cohésif renforcé.

Pour améliorer les résultats numériques, une autre loi de contact basée sur le modèle de Delenne a été testée en substitution au critère de Mohr-Coulomb. La comparaison des deux critères dans le cas $H=0,05$ m confirme l'efficacité de la loi de Delenne. La force de rupture à l'effondrement obtenu par le modèle numérique augmente de 55 N pour le modèle de Mohr Coulomb à 70 N pour le modèle de Delenne pour une force de rupture expérimentale de 74 N. Pour élargir le champ d'investigation numérique, trois scénarii de comportement post-rupture ont été analysés avec comme base le critère de Delenne. Il apparaît que, pour un matériau plastique il faut se diriger vers une rupture de type ductile (SCD) ; alors que si le matériau est fragile, une stratégie SCF est à préférer.

Les résultats obtenus avec le modèle numérique de Mohr Coulomb pour les trois hauteurs H de la couche de sol, ont été utilisés comme données d'entrée pour l'application de la méthode analytique proposée par Huckert (2015). La confrontation effectuée s'est avérée très satisfaisante, ce qui nous amène à conclure que cette méthode analytique peut être retenue comme outil pour le dimensionnement d'un remblai cohésif renforcé par géosynthétique et sujet à effondrement localisé. Quand les valeurs des données d'entrée sont correctement évaluées, la méthodologie proposée est tout à fait acceptable dans un contexte d'ingénieur. Les points d'amélioration de la méthode résident dans l'adaptation de la méthode aux applications en 3D (cavité circulaire) et au comportement des géosynthétiques bi-raideur et par l'établissement de formules appropriées permettant d'évaluer, en fonction de la géométrie et des caractéristiques de la couche de sol, l'intensité de la charge qui agit sur la nappe et la géométrie de la nappe déformée (longueur l_p).

Capitolo 5 : Expérimentations en vraie grandeur et modélisation numérique des effondrements localisés

5.1 Introduction

L'objectif principal de ce chapitre est la validation du modèle numérique, déjà faite à la petite échelle et en condition 2D au chapitre 4, dans un cadre plus large qui est celui des cavités localisées et sur la base d'expérimentations en vraie grandeur.

Le modèle numérique présenté ici reproduit certains essais d'une campagne expérimentale de grande ampleur réalisée sur le site de la Tour-du-Pin, dans le cadre du projet REGIC. Un des aspects les plus importants de cette campagne expérimentale a été de tester le renforcement bi-raideur, largement décrit dans le chapitre 2. Dans un but de concision, seuls les essais et les données expérimentales utilisés dans la confrontation avec les résultats numériques seront décrits dans ce chapitre. La comparaison des résultats sera menée en termes de force de chargement, déplacement et déformations de la nappe de renforcement géosynthétique.

Une fois la pertinence du modèle numérique évaluée par confrontation avec les résultats expérimentaux, le modèle numérique a été utilisé pour mener une étude paramétrique détaillée.

Dans un premier temps, l'étude paramétrique permettra d'analyser les mécanismes de rupture obtenus pour différentes hauteurs du remblai et dimensions de la dalle de chargement en considérant un renforcement de type mono-raideur.

Ensuite, le modèle numérique sera utilisé pour répondre aux questions fondamentales qui se sont posées dans le contexte du projet REGIC concernant l'utilisation et l'efficacité du renforcement bi-raideur inversée actuellement en cours de développement :

- Quelle est l'efficacité d'un géosynthétique bi-raideur en présence d'un sol cohésif vis-à-vis de ses objectifs de détection de l'initiation d'un effondrement et de mise en sécurité une fois l'effondrement complètement créé ?
- Est-il aussi efficace qu'un géosynthétique mono-raideur ? Si oui quelle équivalence peut-on définir ?
- Quel est le comportement du géosynthétique bi-raideur inversée dans les zones d'ancrage ?
- Dans l'hypothèse où le confinement du sol modifie son comportement (blocage de l'embuage), quel serait son comportement sur le pourtour de la cavité et l'influence que cela aurait sur son efficacité ?

Une comparaison entre le géosynthétique bi-raideur inversée et plusieurs renforcements mono-raideur dans le contexte d'un sol cohésif (sable chaulé de la campagne expérimentale de la Tour du Pin) permettra de répondre aux deux premières questions.

Pour répondre aux questions suivantes, des développements numériques complémentaires ont été apportés au modèle numérique pour que le comportement du géosynthétique dans les zones d'ancrage (embuage bloqué) soit différent de celui du comportement de la portion de nappe géosynthétique situé au-dessus de la cavité (embuage non contraint par le confinement). Ces nouveaux développements permettront de comparer entre elles différentes configurations et de répondre aux questions posées.

Enfin, en considérant un renforcement de type mono-raideur, qui est le plus utilisé actuellement dans un contexte d'ingénierie, les résultats numériques issus de l'analyse paramétrique pour différentes

hauteurs du remblai et dimensions de la dalle de chargement, seront utilisés pour mieux appréhender les paramètres à utiliser dans la formule analytique de Huckert (2015) pour les cavités localisées dans un cadre plus large que celui des tranchées en 2D.

5.2 La campagne expérimentale

Les expérimentations en vraie grandeur d'ouverture de cavité sous plateformes renforcées par géosynthétique ont été réalisées sur une durée totale de six mois. Elles ont été pilotées par l'entreprise AfiTexinov avec la collaboration du laboratoire GEOMAS de l'INSA Lyon et du laboratoire 3SR.

L'objectif de la campagne expérimentale est d'enrichir les connaissances (principalement issues du projet Geo - Inov) sur l'effondrement d'un sol cohésif renforcé par une nappe géosynthétique sous poids propre et sous chargement.

La campagne expérimentale a ainsi consisté en la réalisation de trois planches d'essais pour lesquelles des remblais de 0,5 m et 0,75 m d'épaisseur ont été mis en œuvre. Pour chaque planche d'essais, trois expérimentations d'ouverture de cavité ont été réalisées (ouverture de la cavité à 1 m puis à 2 m de diamètre) puis, lorsque le remblai n'a pas atteint la rupture sous son poids propre, un chargement jusqu'à l'effondrement a été appliqué.

Deux sols cohérents ont été utilisés pour la réalisation des planches d'essais : un sable chaulé à 1% de chaux et un sol limoneux. Ce dernier est un sol naturel très hétérogène qui présente de très gros éléments et beaucoup d'impuretés (déchets métalliques) rendant les résultats difficilement interprétables. Pour cette raison seuls les résultats obtenus avec le sable chaulé seront considérés pour une validation du modèle numérique. Le sable chaulé a été caractérisé par deux campagnes expérimentales menées en laboratoire dans le contexte de la thèse. Elles seront décrites dans la section 5.2.2.

Le Tableau 5-1 présente les caractéristiques des essais réalisés : numéro de planche, hauteur du remblai, numéro de la cavité, nature du sol, type de renforcement et forme d'ancrage. Les cas retenus pour la modélisation numérique sont soulignés en gras.

Tableau 5-1. Caractéristiques des essais réalisés sur les planches 1, 2 et 3, avec en gras les cas retenus pour la modélisation numérique

Numéro Planche	H (m)	Numéro cavité	Nature du sol	Renforcement géosynthétique	Forme d'ancrage
1	0,50	1	Sable chaulé	Bi-raideur	Linéaire
		2		Mono- raideur	
		3		Sans GSY	-
2	0,50	1	Sable chaulé	Bi- raideur	Linéaire
		2		Mono- raideur	
		3		Bi- raideur	En tranchée
3	0,50	1	Sol limoneux	Bi- raideur	Linéaire
	0,75	2			En tranchée
	0,50	3			

Comme on peut le constater dans le Tableau 5-1, deux configurations d'ancrage ont été testées : ancrage linéaire (simple recouvrement de la nappe par le remblai) ou ancrage en tranchée (géométrie de l'ancrage en forme de L). La cavité N°1 concerne une nappe de renforcement monodirectionnelle à comportement bi-raideur inversée, la cavité N°2 une nappe de renforcement monodirectionnelle conventionnelle (mono-raideur).

Le géosynthétique mono-raideur est composé par des câbles de PVA conférant à la nappe une résistance à la rupture $T = 165 \text{ kN/m}$ et une raideur $J_{sp} = 2395 \text{ kN/m}$ dans la direction de production. Le support non tissé amène une raideur faible dans le sens perpendiculaire (valeur estimée à 30 kN/m) d'où l'hypothèse d'un géosynthétique monodirectionnel. Les raideurs des géosynthétiques ont été déduites des essais de traction normalisés (section 2.2.2) suivant la norme NF EN ISO 10319 (2015) (Figure 5-1.a).

Le géosynthétique bi-raideur inversée se compose de câbles de PVA conférant à la nappe une résistance à la rupture de 131 kN/m dans le sens de production et de 45 kN/m dans le sens trame. A partir des essais de traction normalisés réalisés sur ce produit, on a déterminé que, dans la direction du renforcement, le géosynthétique bi-raideur inversé a une raideur initiale $J_{sp,1} = 750 \text{ kN/m}$ jusqu'à une valeur de déformation seuil $\varepsilon_T = 1,5\%$ et, au-delà une deuxième raideur $J_{sp,2} = 2500 \text{ kN/m}$ jusqu'à la charge de rupture (Figure 5-1.b). Sur cette figure les comportements reproduits numériquement par les simulations numériques des essais de traction sont représentés en rouge. Les angles de frottement des interfaces sol/renforcement n'ont pas été mesurés mais ont été estimés de manière empirique à 30° ($\tan(\varphi_{\text{sol/gsy}}) = 0,8 \tan(\varphi_{\text{sol}})$).

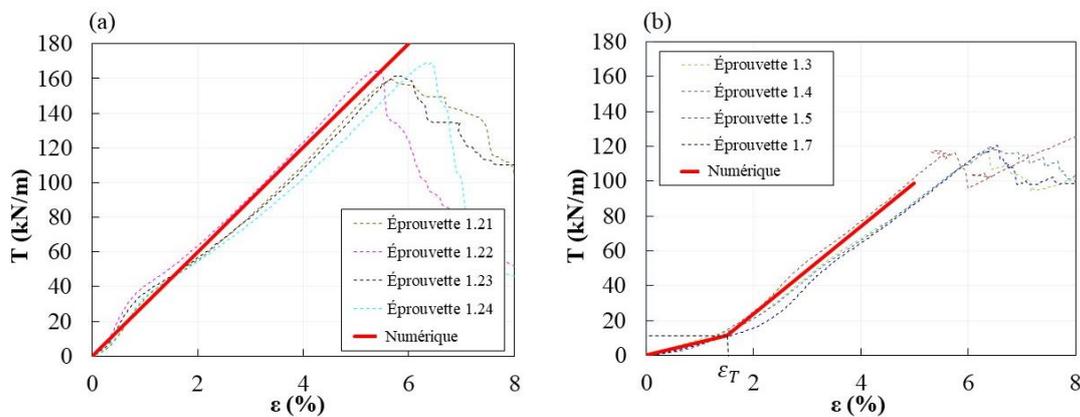


Figure 5-1. Courbe effort – déformation des essais de traction effectués sur les nappes géosynthétiques mono-raideur (a) et bi-raideur inversée (b)

La Figure 5-2 et la Figure 5-3 présentent la géométrie des planches N°1 et N°2, les dimensions adoptées sur le chantier et la localisation des capteurs.

Pour chaque planche d'essais la disposition des cavités et le type de renforcement et d'ancrage ont été spécifiés. De plus, ont été indiqués les points où les essais de vérification du compactage ont été effectués (par essais pénétrométriques dynamiques) ainsi que ceux où sont implantés les Capteurs de Pression Totale (CPT). Les résultats de ces essais seront précisés dans la section suivante (5.2.1).

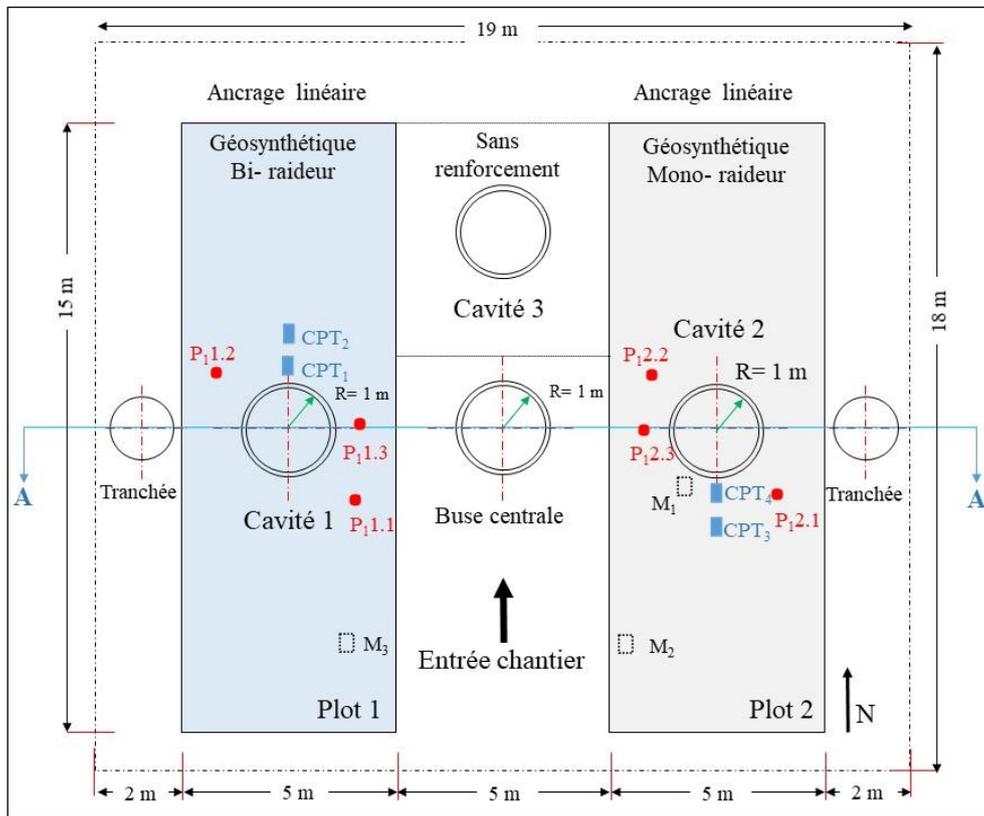


Figure 5-2. Planche d'essais N°1. Implantation des Capteurs de Pression Totale - CPT (en bleu) et localisation des essais pénétrométriques dynamiques (en rouge)

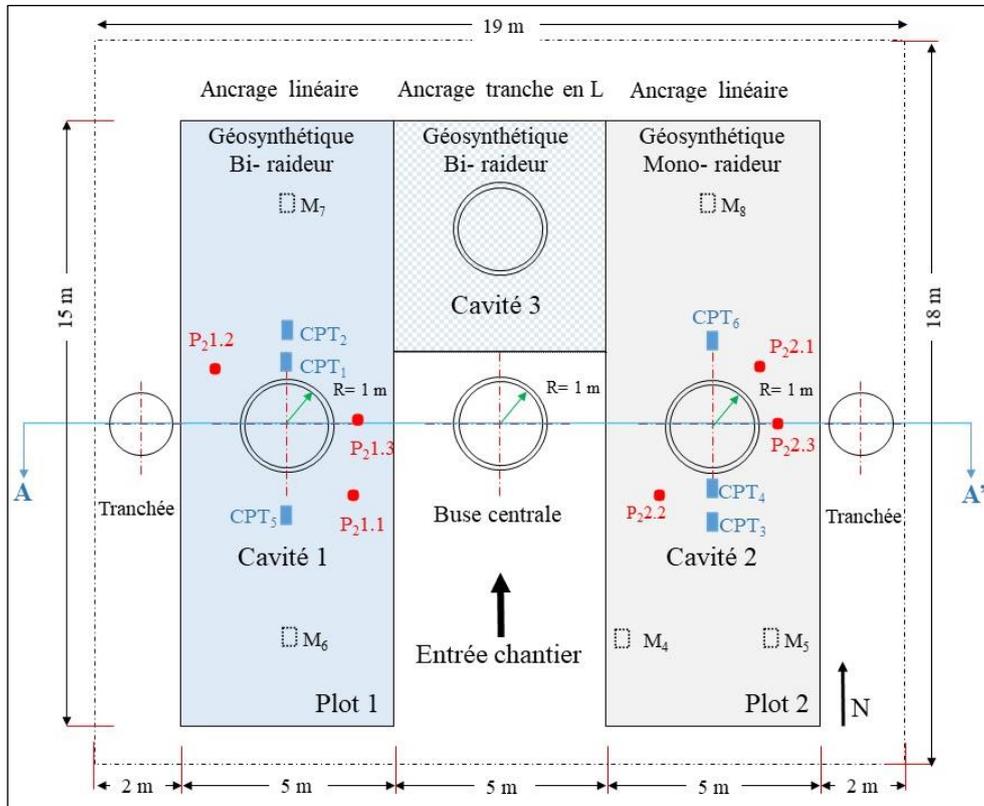


Figure 5-3. Planche d'essais N°2. Implantation des Capteurs de Pression Totale - CPT (en bleu) et localisation des essais pénétrométriques dynamiques (en rouge)

5.2.1 Instrumentations et mesures

Pour ce type d'expérimentation, différents mécanismes d'ouverture de cavités ont été mentionnés dans la littérature : vidange par aspiration de sable (Bridle & Jenner, 1997), vidange par aspiration de billes d'argile (Villard et al., 2002), mise en œuvre de coussins gonflables ou de chambres à air (Huckert, 2015). Dans le cas présent, la cavité a été remplie de gravier roulé lavé mis en place dans une chambre dont la vidange par gravité peut être déclenchée.

Comme le montre la Figure 5-4, le dispositif d'ouverture de la cavité est installé dans une buse en béton fixée sur un support (plaque de base). Il est constitué d'une chambre située en position basse de 0,6 m de hauteur et d'une chambre supérieure de 0,4 m de hauteur. Un dispositif de trappe entre les deux chambres permet de vidanger les granulats de la chambre supérieure vers la chambre inférieure et ainsi de créer une cavité sous le géosynthétique. Pour obtenir une ouverture progressive, un cylindre intérieur a aussi été disposé dans la chambre supérieure (en violet sur la Figure 5-4). Il permet d'obtenir une première cavité de 1 m de diamètre lors de l'ouverture de la trappe centrale (en vert sur la Figure 5-4). Le cylindre tombe dans la chambre inférieure lors de l'ouverture des quatre trappes extérieures (trappes en rouge sur la Figure 5-4) pour créer ensuite une cavité de 2 m de diamètre.

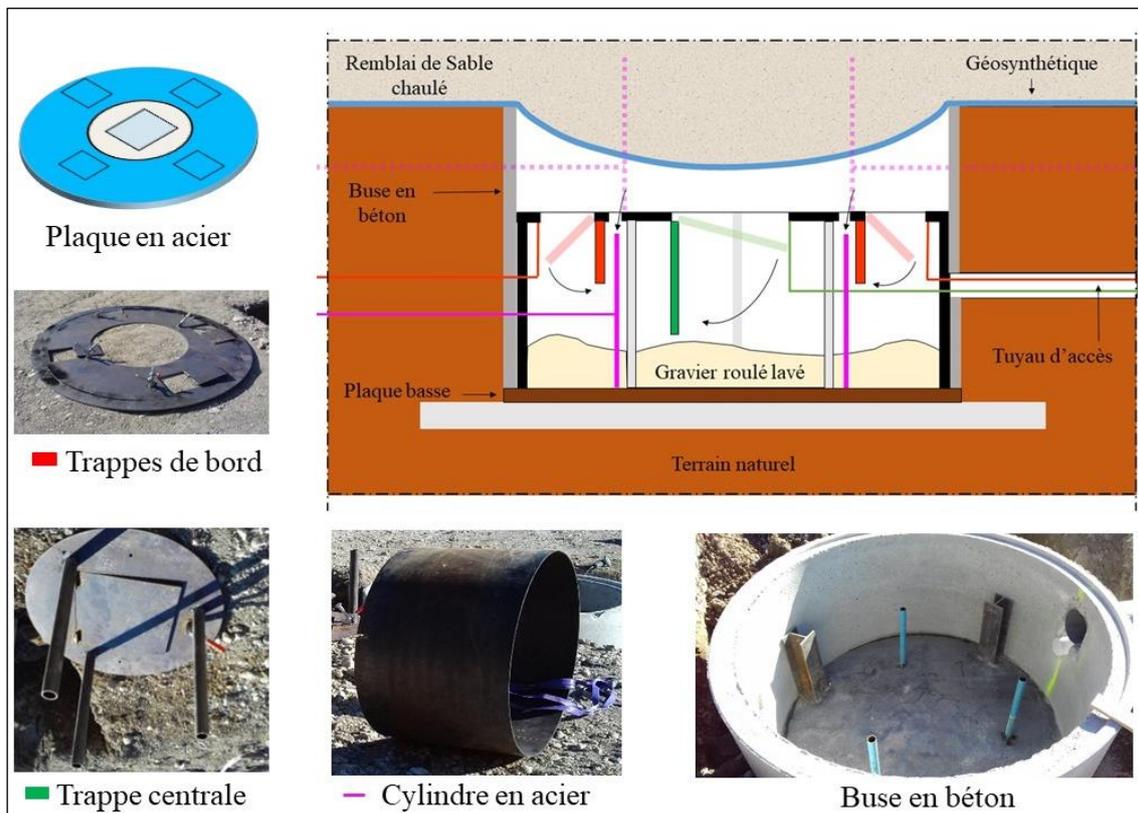


Figure 5-4. Dispositif d'ouverture des cavités successivement à 1 m puis à 2 m de diamètre utilisé dans la campagne expérimentale de la Tour du Pin

Après l'installation du dispositif d'ouverture, les buses ont été remplies de gravier roulé lavé, des cellules de pression totale (CPT repérées en bleu sur la Figure 5-2 pour la planche N°1 et sur la Figure 5-3 pour la planche N°2) ont été posées sur le sol au voisinage de la cavité pour déterminer la répartition des contraintes sur le sol, puis la nappe géosynthétique a été mise en place. Afin de mesurer les déformations des nappes géosynthétiques, celles-ci ont été équipées avec des capteurs à fibres

optiques à rétrodiffusion Brillouin (FibrisTerre) pour la planche N°1 et à rétrodiffusion Rayleigh (Luna) pour les planches N°1 et N°2. Ces deux technologies, décrites dans le chapitre 2, permettent une mesure répartie de la déformation sur la longueur de la fibre optique. Après la mise en place du sol cohésif et avant l'ouverture de la cavité, le compactage du remblai est contrôlé à l'aide d'un pénétromètre dynamique léger. Les positions des points de mesures sont indiqués en rouge sur la Figure 5-2 pour la planche N°1 et sur la Figure 5-3 pour la planche N°2. Les valeurs des mesures du CBR (California Bearing Ratio, NF P94-078, 1997) sont représentées en fonction de la hauteur de mise en œuvre du remblai H sur la Figure 5-5.

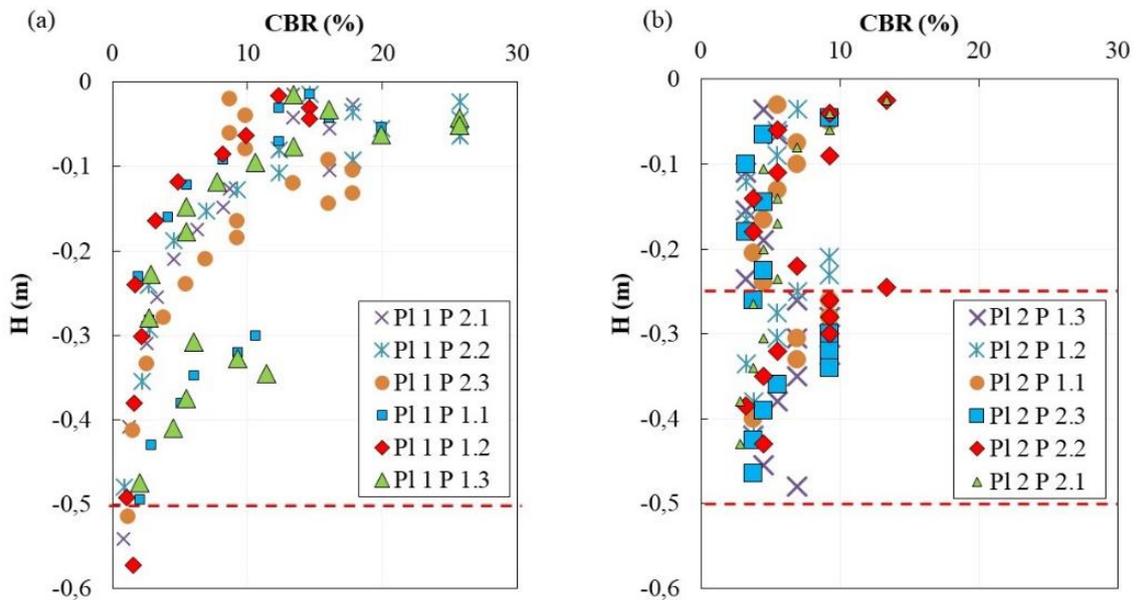


Figure 5-5. Valeurs des mesures du CBR en fonction de la hauteur du remblai lors de sa mise en œuvre pour la planche N°1, Cavités N°1 et N°2 (a) et pour la planche N°2, Cavités N°1 et N°2 (b)

On peut conclure de ces résultats que le compactage n'est pas homogène sur toute l'épaisseur du remblai ($H=0,5$ m). En effet, la couche de surface d'environ 0,10 m d'épaisseur est apparue plus dense que le reste du remblai et ceci pour les deux plots des deux planches.

Après l'ouverture des cavités, le remblai a été chargé à l'aide de plaques d'acier de 80 kg chacune, disposées sur un cube en acier de 0,5 m de côté et d'un poids de 38 kg. La Figure 5-6 présente la géométrie du remblai de la cavité N°2 de la planche N°1 après effondrement.



Figure 5-6. Dispositif de chargement. Effondrement du remblai de la cavité N°2, planche N°1

Le tassement de surface du remblai d_{sv} a été mesuré par un capteur laser positionné sur un chariot qui se déplace sur un rail entre deux plots fixes. La mesure est prise sur la distance entre le rail et le sol. Le même dispositif a été utilisé pour mesurer la déflexion $d_{n,v}$ de la nappe géosynthétique en introduisant le rail sous la nappe par le tube reliant la chambre supérieure du dispositif d'ouverture et la buse centrale.

Le tassement de surface du remblai d_{s,v_max} , le déplacement vertical du géosynthétique $d_{n,v}$ (valeur supposée être la valeur maximale sur la base des mesures fournies par l'entreprise Afitexinov) et la déformation maximale ε enregistrée au centre de la cavité (Tableau 5-2) ont été mesurés après l'ouverture de la cavité (colonne référencée I dans le Tableau 5-2) et suite à l'effondrement du remblai (colonne référencée E dans le Tableau 5-2). Le nombre d'heures écoulées entre l'ouverture de la cavité à 2 m de diamètre et le moment de la mesure est précisé dans le Tableau 5-2 (valeurs données entre parenthèses dans la colonne correspondant au tassement de surface du remblai d_{s,v_max}). Les déformations obtenues avec la technique à rétrodiffusion Brillouin et Rayleigh sont présentées dans le Tableau 5-2. Elles sont référencées par B pour Brillouin et R pour Rayleigh (valeurs données entre parenthèses dans la colonne correspondent aux déformations maximales). Les courbes de déformations, fournies par l'entreprise Afitexinov et présentées par la suite lors de la comparaison avec les résultats numériques, permettront de clarifier le comportement des renforcements géosynthétiques dans les zones d'ancrage.

Tableau 5-2. Synthèse des mesures à l'ouverture (I) et au moment de l'effondrement (E). Remblai de hauteur 0,5 m avec du sable chaulé (cavités N°1 et N°2 pour les planches N°1 et N°2)

Numéro Planche	Numéro Plot/cavité	F (kN) (E)	d_{s,v_max} (mm)		$d_{n,v}$ (mm)		ε (%)	
			I	E	I	E	I	E
1	1 (Bi- raideur inversée)	4,30	16 (48h)	-			0,91 (B) 0,70 (R)	1,96 (B) -
	2 (Mono- raideur)		6 (48h)	-			0,13 (B) 0,14 (R)	1,46 (B) -
2	1 (Bi- raideur inversée)	-	197 (48h)	-	175	175	- -	- -
	2 (Mono- raideur)	12,14	12 (1 mois)	-			- 0,16 (R)	- 0,57 (R)

On constate dans le Tableau 5-2 que la force de chargement (référéncée E) correspondant à l'effondrement est de 4,30 kN pour les cavités N°1 et N°2 de la planche N°1 et de 12,14 kN pour la cavité N°2 de la planche N°2. La cavité N°1 n'a pas été chargée parce qu'elle s'est effondrée à l'ouverture de la cavité. Les valeurs de force très différentes qui ont été obtenues peuvent être liées aux différences de procédure de compactage entre les deux planches : pour la première, le compactage a été réalisé en une seule fois par couche de 0,5 m ; alors que pour la deuxième, le compactage a été accompli pour chaque sous-couche de 0,25 m.

Aucune mesure de tassement de surface du remblai d_{sv} n'a été possible quand le sol s'est effondré (du fait de la présence des charges de surface).

Comme on peut l'observer dans le Tableau 5-2, la déflexion de la nappe $d_{n,v}$ n'a pu être mesurée que dans un seul cas. En effet, pour la plupart des essais, le cylindre n'est pas descendu totalement, empêchant ainsi l'accès du rail à la cavité.

La cavité N°1 de la planche N°2 fait exception : le remblai s'est effondré après l'ouverture de la cavité. Par conséquent, aucun chargement n'a pu être appliqué. Pour cet essai, un tassement de surface d_{sv_max} de 197 mm est observé, celui-ci étant plus important que le déplacement vertical de la nappe géosynthétique $d_{n,v}$ (175 mm).

A noter que, pour des raisons pratiques, les géotextiles mono-raideur et bi-raideur inversée de l'expérimentation n'ont pas été dimensionnés pour obtenir le même tassement final : l'objectif était seulement de comparer les comportements respectifs des deux géotextiles lors du chargement. Il n'y a donc pas lieu de comparer quantitativement les mesures entre elles. Par contre, il est parfaitement justifié de comparer pour chacun des produits les résultats expérimentaux et ceux de la modélisation numérique tel que présenté dans la section 5.3.

Comme le Tableau 5-2 le montre, et sur la base des données de la planche N°1, on observe que les valeurs de déformations maximales ε enregistrées à l'ouverture (I) de la cavité sont plus élevées pour la cavité N°1 (bi-raideur) que pour la cavité N°2 (mono-raideur) : 0,91% (B) et 0,70% (R) pour la cavité N°1 contre 0,13% (B) et 0,14% (R) pour la cavité N°2.

En revanche, à l'effondrement les valeurs de déformation sont plus élevées sur la planche N°1 : 1,96% pour la cavité N°1 et 1,46% pour la cavité N°2, contre 0,57% pour la planche N°2, cavité N°2. Il est toutefois à noter que le phasage de la campagne expérimentale n'a pas permis de disposer des fibres optiques les plus adaptées aux mesures. En effet les fibres optiques mises en œuvre lors des expérimentations sont protégées par des gaines dans lesquelles elles peuvent parfois glisser assez librement. Ce glissement peut entraîner une distribution plus ou moins homogène de la déformation sur l'ensemble de la longueur de la fibre. Cet élément sera rappelé lors de la comparaison avec les résultats de la simulation numérique.

Les contraintes transmises à la base du remblai ont également été mesurées (Tableau 5-3). Globalement, la valeur de contrainte augmente avec l'ouverture de la cavité, puis à la suite de l'effondrement du remblai.

Tableau 5-3. Synthèse des mesures de la contrainte verticale σ_v sur le sol par les cellules CPT

Numéro Planche	Numéro Plot/cavité	σ_v CPT1 (kPa)	σ_v CPT2 (kPa)	σ_v CPT3 (kPa)	σ_v CPT4 (kPa)	σ_v CPT5 (kPa)	σ_v CPT6 (kPa)
1	Départ	9,22	6,14	12,09	12,91	-	-
	Ouverture	11,56	8,12	16,88	15,62	-	-
	Effondrement	-	-	13,44	21,87	-	-
2	Départ	6,86	9,06	6,45	6,56	3,75	5,53
	Ouverture	12,81	10,94	9,21	8,00	3,91	8,75
	Effondrement	-	-	-	-	-	-

Les mesures présentées dans le Tableau 5-3 seront utilisées lors de la comparaison avec les résultats numériques (section 5.3.1.3 et 5.3.2.3).

5.2.2 Caractérisation du sable chaulé

De tous les essais exécutés en laboratoire pour la caractérisation du sable chaulé, on ne donnera ici que les éléments nécessaires à la bonne compréhension de la comparaison des résultats numériques avec les observations expérimentales d'ouverture des cavités.

Le sable chaulé a été caractérisé par deux campagnes expérimentales : la première pour permettre la conception et le dimensionnement des expérimentations menées sur le site de la Tour du Pin ; la deuxième, effectuée sur les matériaux prélevés sur site au moment de la réalisation des essais d'ouverture de cavités, pour compléter la caractérisation des matériaux et mieux identifier les paramètres nécessaires à la modélisation numérique.

Les essais préliminaires ont porté sur des matériaux similaires à ceux envisagés pour les essais d'effondrement (même sable et même pourcentage de chaux). Les essais préliminaires de compactage Proctor, effectués par le bureau d'études Kaena (Eco-Terres), ont montré que l'optimum Proctor Normal est obtenu pour les conditions suivantes : une teneur en eau optimale $w_{OPN}=16,7\%$ et une densité sèche optimale γ_{d_OPN} de $16,3\text{ kN/m}^3$.

Des essais de flexion (quatre points), effectués sur des échantillons compactés dans les conditions de l'optimum Proctor, ont permis de déterminer la résistance en traction du sol, paramètre principalement mis en jeu dans le phénomène d'effondrement du sol au-dessus d'une cavité.

Les essais de flexion, dont le domaine d'application principal est plutôt la caractérisation du béton, ont été réalisés sur des éprouvettes de dimensions standard : $7\text{ cm} \times 7\text{ cm} \times 28\text{ cm}$. L'essai consiste à augmenter la force P en appliquant un déplacement à vitesse constante du plateau sur lequel est positionné l'échantillon. La forme générale des courbes obtenues (Figure 5-7.a) présente une augmentation sensiblement linéaire de la force jusqu'à atteindre la rupture qui se traduit par une chute importante de la force et par l'apparition de fissures qui se propagent à partir de la partie basse de l'échantillon au travers de l'échantillon. La Figure 5-7 présente une illustration d'échantillon fracturé après l'essai.

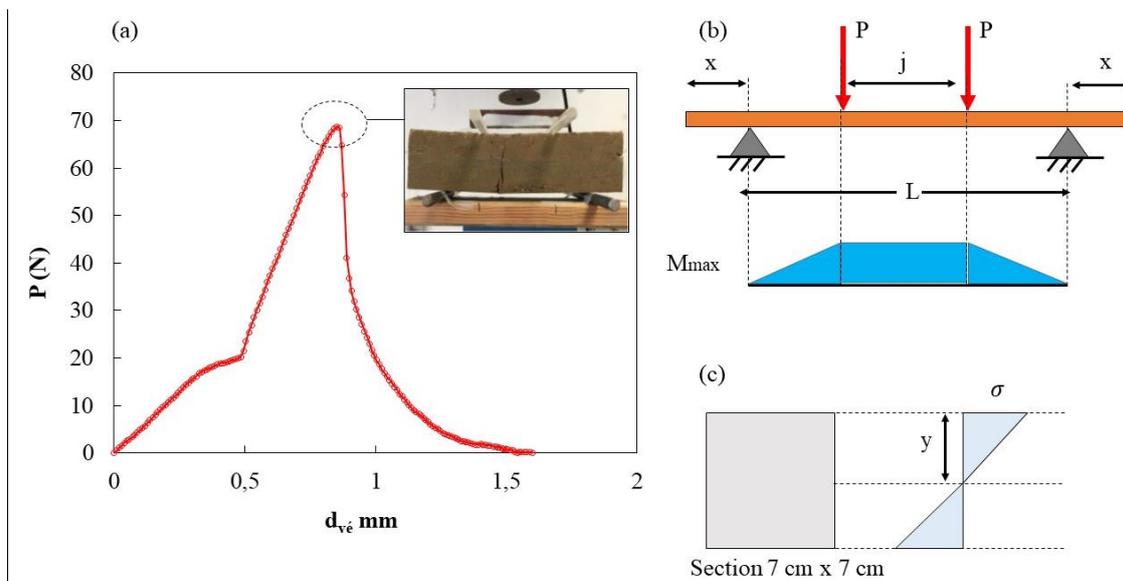


Figure 5-7. Essai de flexion 4 points. Résultats caractéristiques de la force de chargement avec le déplacement du vérin (a), coupe longitudinale de l'essai (b) et en section (c)

La Figure 5-7 donne également une représentation schématique de l'essai de flexion dans la direction longitudinale (b) et verticale (c). La longueur L entre appuis inférieurs est fixée à 20 cm , la distance j entre appuis supérieurs est fixée à 5 cm .

La résistance en traction σ_t est calculée par l'équation (5. 1) sur la base des hypothèses classiques de la flexion simple.

$$\sigma_t = \frac{M_{max} * y}{I} \tag{5. 1}$$

$$M_{max} = \frac{\frac{P_{max} + C_{il}}{2} * L}{4} + \frac{q * L^2}{8} - \frac{q * x^2}{2} \quad (5. 2)$$

Où :

- M_{max} est le moment fléchissant maximal obtenu par l'équation (5. 2) ;
- y est la distance perpendiculaire entre la position du point de la section considéré et l'axe neutre de l'échantillon (Figure 5-7.c) ;
- I est le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe neutre ;
- P_{max} est la valeur maximale (pic) de la force verticale appliquée ;
- C_{il} est le poids des deux tubes cylindriques supérieurs utilisés pour la transmission des efforts (1,3 N) ;
- q le poids propre de l'échantillon assimilé à une charge uniformément répartie par unité de longueur de poutre ;
- x la longueur en porte-à-faux de l'échantillon sur les côtés gauche et droit (4,25 cm).

Les essais de flexion 4 points ont été effectués pour des temps de cure de 0 jour et 28 jours (incluant le compactage). Les résultats en termes de teneur en eau w , densité sèche γ_d et résistance en traction σ_t sont synthétisés dans le Tableau 5-4. Les essais ont été réalisés immédiatement après le compactage ou 10 jours après.

Tableau 5-4. Résultats des essais de flexion 4 points pour différents temps de cure et durées après le compactage

	10 jours au compactage			0 jours au compactage		
	w (%)	γ_d (kN/m ³)	σ_t (kPa)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	σ_t (kPa)
0 jours de cure	16,7	16,3	9,85	16,0	16,2	18
28 jours de cure	14	16,5	35	12,8	16,1	62

Comme le Tableau 5-4 le montre, la résistance en traction après 28 jours de cure (en laboratoire) varie entre 35 kPa et 62 kPa. La différence entre les deux valeurs est liée au temps écoulé après le compactage des échantillons.

Ces résultats tendent à indiquer que le sable chaulé, une fois compacté et après 28 jours de cure, pouvait présenter une résistance largement suffisante pour garantir la stabilité des remblais, lors de l'ouverture des cavités à 2 m de diamètre, sans effondrement. En revanche, l'ordre de grandeur de l'effort à appliquer pour obtenir l'effondrement des remblais semblait trop important pour être envisagé sur site (cf. les résultats du chapitre 3). Néanmoins, ces valeurs de résistance à la traction ont été obtenues après une cure et dans des conditions de laboratoire et non sur site où le matériau est soumis aux variations naturelles de température et d'humidité, d'où des incertitudes fortes quant aux valeurs réelles des résistances à la traction qui pourraient être réellement atteintes sur le chantier.

Une fois les études préliminaires achevées, le matériau, préparé spécifiquement pour les expérimentations d'ouverture de cavités en vraie grandeur (planches N°1 et N°2), a été livré sur le site de la Tour du Pin et mis en œuvre une semaine après sa fabrication. Afin de caractériser ce matériau qui se trouve en condition non saturée et qui est sollicité lors des expérimentations d'effondrement de manière rapide, des essais de flexion ainsi que trois essais triaxiaux Non Consolidés-Non Drainés (essais UU) ont été réalisés. Les essais de flexion ont été menés en suivant la même procédure que celle utilisée pour les essais préliminaires. Cette fois, la campagne de caractérisation du matériau a été enrichie par des essais effectués sur des échantillons prélevés sur le

site pour les planches N°1 et N°2. Pour se faire, des moules métalliques prismatiques (de 3 éprouvettes) ont été positionnés sous la dernière couche du remblai avant le compactage : M₁ à M₃ pour la planche N°1 (Figure 5-2) et M₄ à M₈ pour la planche N° 2 (Figure 5-3). La campagne de caractérisation, pour le sol de la planche N°1, a consisté en l'analyse des échantillons prélevés sur le site et soumis soit à des conditions de cure sur site (P₁M₃S, P₁M₂S) soit à des conditions de cure en laboratoire (P₁M₁L). Les résultats moyennés (3 éprouvettes testées par moule métallique), temps de cure j , poids spécifique du sol γ , poids spécifique du sol sec γ_d , teneur en eau w et résistances en traction moyenne σ_{t_moy} , minimale σ_{t_min} et maximale σ_{t_max} sont donnés dans le Tableau 5-5.

Tableau 5-5. Sol de la planche N°1. Essais de flexion. (Nomenclature utilisée : P=planche, M= moule, L ou S= condition de cure en laboratoire ou sur site)

	j	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ_{t_moy} (kPa)	σ_{t_min} (kPa)	σ_{t_max} (kPa)
P₁M₃S	3	18,47	15,6	18,2	22,8	18,1	30,2
P₁M₁L	13	17,48	15,0	16,6	16,9	15,5	17,3
P₁M₂S	13	15,03	13,5	11,4	5,7	5,1	6,4

Les résultats montrent que les valeurs de résistance à la traction, malgré une certaine variabilité, augmentent avec le poids spécifique du sol sec et diminuent avec la teneur en eau du matériau après compactage et avec le temps de cure.

Ces résultats indiquent également qu'il n'est pas nécessaire d'attendre 28 jours de cure pour obtenir des caractéristiques de résistance pour le sable chaulé suffisante à la stabilité des remblais lors de l'ouverture des cavités. Cela a permis d'optimiser le planning des expérimentations sur site en considérant un temps de cure plus court.

Toutefois, pour améliorer la connaissance de l'influence du temps de cure sur la résistance en traction, des essais complémentaires ont été réalisés (compactage + cure) au laboratoire. Les résultats sont donnés dans le Tableau 5-6.

Tableau 5-6. Sol de la planche N°1. Essais de flexion complémentaires. (P=planche, M= moule, L= conditions de cure)

	j	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ_{t_moy} (kPa)	σ_{t_min} (kPa)	σ_{t_max} (kPa)
P₁M-L	0	18,4	15,7	17,3	13,1	11,9	14,0
P₁M-L	7	18,3	15,7	16,6	30,6	25,9	37,1
P₁M-L	14	18,3	--	--	36,3	32,7	43,2

On observe que, pour des valeurs de poids spécifique du sol sec et de teneur en eau comparables, la résistance en traction σ_t du matériau augmente sensiblement avec le temps de cure. Cette observation est fournie par la Figure 5-8 qui transcrit les résultats du Tableau 5-5 et du Tableau 5-6. A noter que la résistance en traction des échantillons de sol prélevés sur site reste faible (essais P₁M₁L et P₁M₂S) en raison d'un mauvais compactage du remblai (celui-ci n'a pas la même densité sur toute la hauteur) ou d'un mauvais remplissage et compactage des éprouvettes (incérées directement dans le remblai).

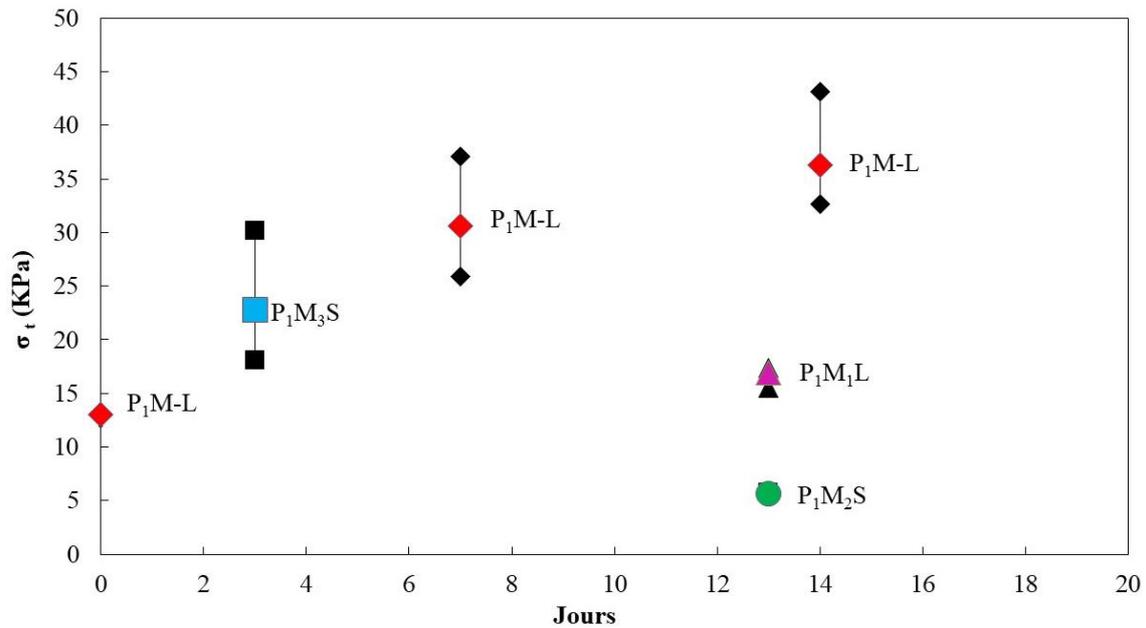


Figure 5-8. Planche 1. Résistance en traction du matériau en fonction du temps de cure

La campagne de caractérisation, réalisée sur le sol de la planche N°2, est relativement similaire à celle menée sur la planche N°1. Un seul échantillon a été analysé après des conditions de cure sur site (P₂M₅S) et quatre échantillons ont été testés après de conditions de cure en laboratoire (P₂M₄L, P₂M₆L, P₂M₇L, P₂M₈L).

Comme on peut le constater (Tableau 5-7) les résultats obtenus font état de résistances à la traction beaucoup plus faibles que celles observées sur la planche N°1. En raison de cette très faible résistance à la traction, de nombreux échantillons se sont brisés lors de leur mise en place sur le dispositif d'essai. Pour les essais P₂M₄L, P₂M₅S, P₂M₆L, P₂M₇L, les valeurs reportées dans le Tableau 5-7 correspondent aux poids propres des éprouvettes. Cette différence de comportement entre les deux planches est possiblement liée à la position des moules au moment du compactage : à 0,5 m de profondeur sur la planche N°1 (compactée en une seule couche) et à 0,25 m sur la planche N°2, ce qui a probablement accentué le mauvais remplissage et compactage des moules.

Tableau 5-7. Sol de la planche N°2. Essais de flexion. (P=planche, M= moule, L ou S= condition de cure en laboratoire ou sur site)

	<i>j</i>	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	σ_t (kPa)
P₂M₄L	4		15,6	17,7	5,1
P₂M₅S	18			16,1	5,1
P₂M₆L	4	14,51	12,4	17,2	5,1
P₂M₇L	18			16,6	5,1
P₂M₈L	18	17,80	15,0	18,5	10,3

Pour conclure sur les essais de flexion, on peut dire que la valeur de la résistance à la traction est dépendante non seulement des conditions initiales de mise en œuvre (densité sèche et teneur en eau) mais également du temps de cure et des conditions dans lesquelles cette cure s'effectue (température et précipitation météorologique). Néanmoins, il est possible, à l'issue des essais effectués, de proposer des valeurs cibles en matière de caractéristiques mécaniques du matériau pour la rétro analyse par la modélisation numérique des essais expérimentaux des planches N°1 et/ou N°2. Une valeur de résistance en traction de 15 kPa a été retenue. Elle représente la valeur moyenne obtenue sur les essais de flexion sur des échantillons prélevés sur site (planche N°1) et compactés au laboratoire (temps de cure et de compactage égal à 0, teneur en eau *w* de 16-18% et poids spécifique du sol sec γ_d de 15

kN/m³). Les valeurs de résistance en traction de la planche N°2 ne peuvent pas être raisonnablement prises en compte pour la modélisation numérique compte tenu du peu d'échantillons testés.

Les essais triaxiaux ont été exécutés conformément à la norme NF P 94-074 (1994) pour des contraintes de confinement de 0, de 25 kPa et de 50 kPa (valeurs qui correspondent à la gamme de contrainte initiale à laquelle le matériau a été soumis lors des expérimentations d'ouverture de cavité sur site).

Les caractéristiques des échantillons en termes de poids spécifique du sol en place γ , poids spécifique du sol sec γ_d , teneur en eau w , et déviateur de contrainte q_D pour les différentes contraintes de confinement σ_3 sont synthétisées dans le Tableau 5-8.

Tableau 5-8. Essais triaxiaux UU- caractérisation des échantillons

σ_3 (kPa)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	q_D (kPa)
0	17,3	14,8	16,8	67,3
25	17,7	15,1	17,2	151,8
50	17,8	15,1	17,9	199,0

Le Tableau 5-9 récapitule les caractéristiques mécaniques macroscopiques du sable chaulé à prendre en compte pour reproduire les essais à échelle réelle de la Tour du Pin lors de la rétro analyse des expérimentations avec l'outil numérique.

Tableau 5-9. Synthèse des caractéristiques du sable chaulé

	γ_d (kN/m ³)	w (%)	C_{uu} (kPa)	ϕ_{uu} (°)	σ_t (kPa)
Le sable chaulé	15	16-18	18,9	34,9	~15

5.3 Modélisation numérique des expériences en vraie grandeur

Malgré une comparaison globale très satisfaisante, des imprécisions et imperfections du modèle numérique ont été identifiés lors de la comparaison avec les observations expérimentales à la petite échelle. Elles suggèrent donc qu'une validation du modèle numérique avec les expériences en vraie grandeur est nécessaire.

Pour mémoire, on passe ici d'une configuration 2D (cavités linéaires type galeries) à une configuration 3D avec un fontis localisé.

5.3.1 Description du modèle numérique

Le remblai numérique est constitué de 100 000 sphères de différents diamètres (courbe granulométrique sur la Figure 3-10, chapitre 3) mises en place dans un volume de 6 m X 6 m X 0,5 m, correspondant à un quart du modèle par raison de symétrie (Figure 5-9.a). La largeur de 6 m a été retenue pour que les conditions aux limites aient un impact minimum sur le comportement du remblai au voisinage de la cavité. Une nappe géosynthétique de faible épaisseur modélisée par 3721 éléments finis à 3 nœuds est positionnée en-dessous du remblai. Deux directions de fibres de caractéristiques mécaniques différentes sont considérées (sens production et sens trame). La description des lois de comportement du système de fibres a été largement détaillé dans le chapitre 3 (sections 3.1.1.2 et

3.1.1.3). Conformément au comportement expérimental, le géosynthétique mono-raideur possède une raideur $J_{sp}=2395$ kN/m dans la direction de production et une raideur de 30 kN/m dans le sens travers (Figure 5-1). Le géosynthétique bi-raideur inversée a dans la direction du renforcement une raideur initiale $J_{sp_1}=750$ kN/m jusqu'à une valeur de déformation seuil $\varepsilon_T=1,5\%$ et, au-delà une deuxième raideur $J_{sp_2}=2500$ kN/m (Figure 5-1.b). La raideur du géosynthétique bi-raideur inversée dans le sens travers est de 30 kN/m (Figure 5-1.b). Les caractéristiques de contact entre la nappe géosynthétique et le sol sont $K^n = 1*10^3$ kPa, $K^n/K^s=1$ et un angle de frottement de 30° .

Le support, situé sous la nappe, est constitué de 14 400 sphères ayant un diamètre de 0,05 m. Les sphères du support positionnées au niveau de la cavité sont déplacées vers le bas à une vitesse constante pour créer le vide sous le remblai. Les caractéristiques de contact entre les sphères du support sont $K^n = 1*10^5$ kPa et $K^n/K^s=1$.

Le chargement est appliqué après l'ouverture de la cavité par une dalle rigide constituée de deux couches de sphères ayant un diamètre de 0,025 m. Après la mise en contact de la dalle avec la surface du remblai, l'essai de chargement proprement dit, commence. Une charge répartie uniforme est appliquée progressivement sur la dalle jusqu'à la rupture du sol du remblai (Figure 5-9.b). Les caractéristiques de contact entre les sphères de la dalle sont $K^n = 1*10^5$ kPa et $K^n/K^s=1$.

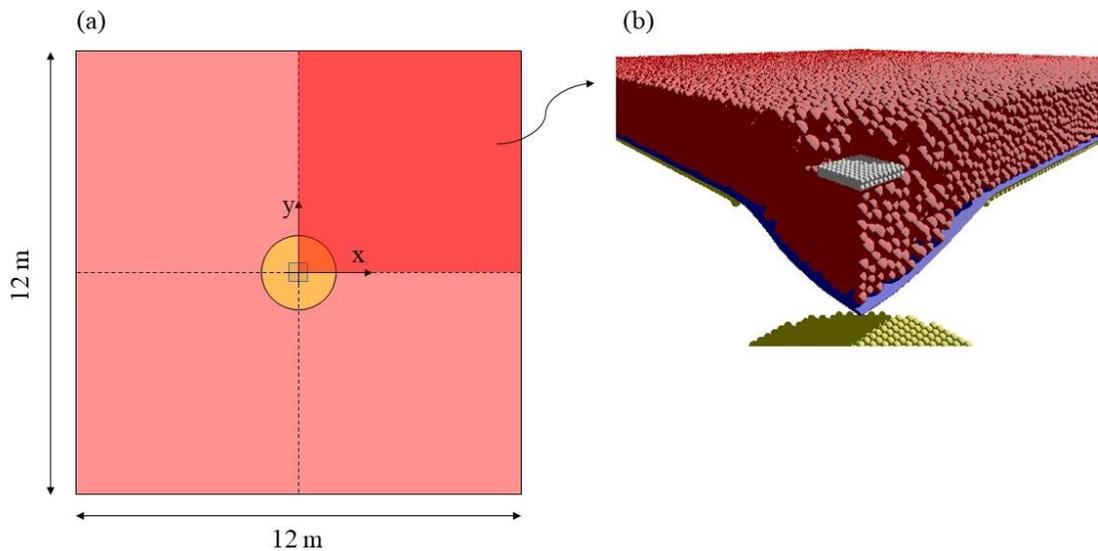


Figure 5-9. Géométrie du modèle numérique. Exemple de rupture de la couche de sol cohésif sous l'effet de la charge appliquée

Le comportement mécanique du sable chaulé a été reproduit en utilisant le critère de rupture de Mohr Coulomb (équation 3.12, chapitre 3). Les caractéristiques physiques et les paramètres micro mécaniques de contact qui permettent de restituer le comportement macroscopique du matériau sont synthésés dans le Tableau 5-10.

Tableau 5-10. Caractéristiques mécaniques et paramètres micromécaniques adoptés pour le sable chaulé

Sable chaulé	Caractéristiques mécaniques (-)					Paramètres micromécaniques (Mohr Coulomb)				
	γ_d (kN/m ³)	w (%)	C_{uu} (kPa)	φ_{uu} (°)	σ_t (kPa)	K^n (kPa)	K^n/K^s	T_n (kPa)	c (kPa)	ϕ_{int} (°)
	15	16-18	18,9	34,9	~15	$1*10^5$	1	60	60	40

5.3.2 Comparaison des résultats numériques avec les mesures expérimentales

Une comparaison avec l'ensemble des résultats expérimentaux disponibles pour le remblai constitué de sable chaulé d'épaisseur $H=0,5$ m est utilisée pour tester la validité du modèle numérique avec :

- Le géosynthétique mono- raideur avec un ancrage linéaire (cavité N°2) ;
- Le géosynthétique bi- raideur inversée avec un ancrage linéaire (cavité N°1).

5.3.2.1 Courbe force - déplacement maximal de la nappe de renforcement

Pour les deux types de renforcement, une première analyse concerne le comportement du remblai lors des différentes phases de l'expérimentation (Figure 5-10) :

- L'ouverture de la cavité pour un diamètre de 2 m (point I) ;
- La rupture de la couche de sol (R) ;
- L'effondrement et la stabilisation du bloc cohésif sur la nappe (point E).

Pour le modèle numérique, à l'ouverture de la cavité, la nappe sollicitée sous son poids propre subit un léger déplacement de l'ordre de 22 mm pour les deux types de renforcement. La couche de sol cohésif s'effondre respectivement pour des charges de 16 kN pour le renforcement mono-raideur et de 16,7 kN pour le renforcement bi-raideur. Comparativement aux résultats expérimentaux, les valeurs numériques des charges de ruptures obtenues avec les deux types de renforcement sont supérieures aux forces de rupture obtenues lors des essais sur site : $F=4,30$ kN pour la planche N°1 et 12,14 kN pour la planche N°2. Les différences entre les valeurs expérimentales et numériques peuvent être attribuées notamment aux incertitudes sur les caractéristiques mécaniques expérimentales réelles des remblais, liées au compactage non homogène en profondeur de la couche du sol pour les deux planches.

Lorsque la rupture de la couche de sol est atteinte, les nappes de renforcement (mono-raideur et bi-raideur) présentent une valeur de déplacement maximal $d_{n,v}= 248$ mm. Ce résultat est sensiblement supérieur à celui enregistré expérimentalement sur la cavité N°1, planche N°2 (175 mm, Tableau 5-2) ce qui paraît logique puisque la force de rupture appliquée pour rompre la couche de sol cohésif est plus importante dans les simulations numériques. Un point important à souligner est que le déplacement numérique du géosynthétique bi-raideur est très légèrement supérieur au déplacement du géosynthétique mono-raideur et ce bien que la raideur du géosynthétique bi-raideur soit globalement plus faible que celle du mono-raideur. Ceci peut s'expliquer par le comportement des géosynthétiques dans les zones d'ancrage qui sera étudié plus en détail à la fin du chapitre (section 5.4.5).

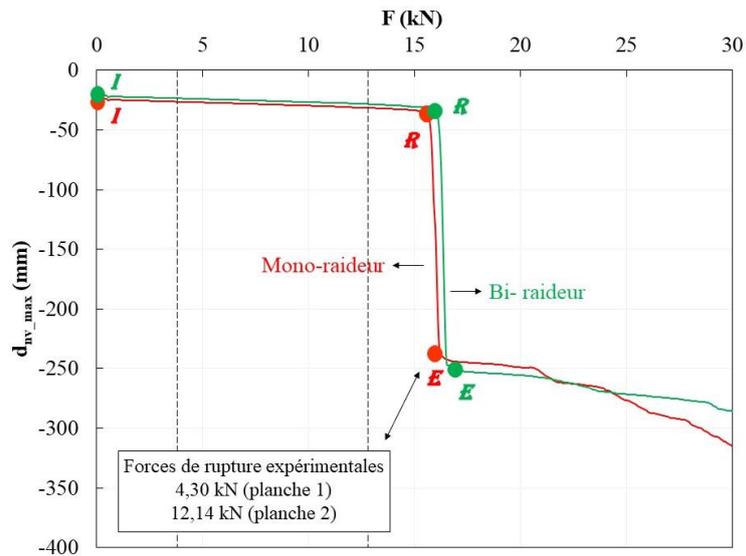


Figure 5-10. Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité avec le chargement. Comparaison des modèles avec géosynthétiques mono-raideur (courbe rouge) et bi-raideur inversé (courbe verte)

5.3.2.2 Forme du bloc effondré

L'analyse de la forme du bloc effondré est un élément important qui permet d'évaluer la pertinence du modèle numérique. La Figure 5-11 présente la comparaison de la géométrie du bloc effondré observé sur site et numériquement (déplacement vertical des sphères du remblai). Ces résultats montrent clairement qu'un seul bloc se détache de la couche du sol et vient en appui sur la nappe géosynthétique. Le sol de remblai est dans les deux cas poinçonné.

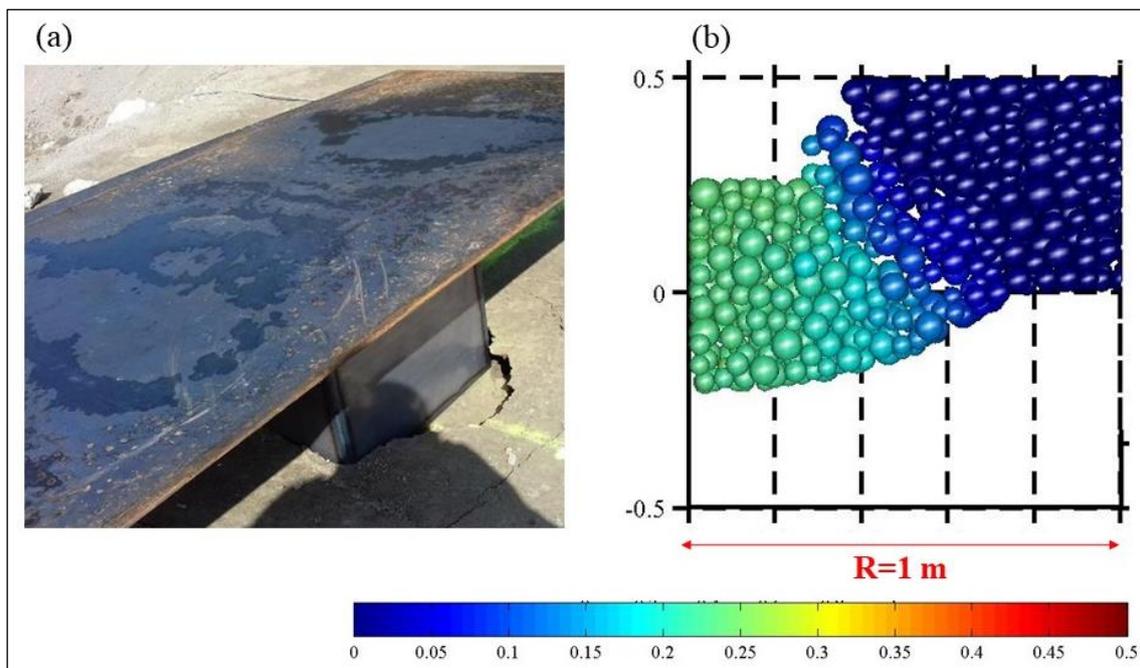


Figure 5-11. Comparaison de la forme du bloc de sol effondré observé sur site (a) avec le résultat numérique (b) - Cas du géosynthétique mono- raideur

5.3.2.3 Déflexion de la nappe géosynthétique

Un autre élément de validation est offert par la comparaison du déplacement vertical de la nappe géosynthétique lors de l'effondrement du bloc de sol cohésif. Pour le renforcement géosynthétique mono-raideur (cavité N°2, planches N°1 et N°2), aucune donnée expérimentale n'a été obtenue, donc la comparaison avec le modèle numérique ne peut être faite. En revanche, pour le renforcement géosynthétique bi-raideur, les mesures expérimentales du déplacement vertical (obtenues grâce au capteur laser qui coulisse sur un rail positionné dans la buse en béton) permettent de faire la comparaison présentée sur la Figure 5-12. Comme on peut le constater, la comparaison est très satisfaisante si l'on tient compte de la difficulté d'acquérir les mesures expérimentales.

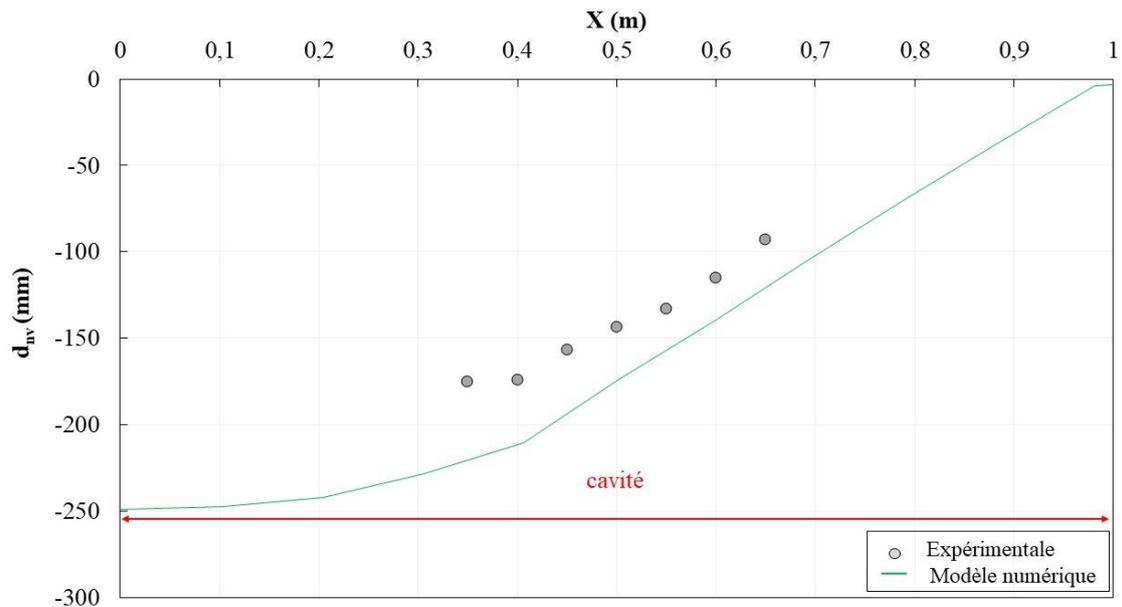


Figure 5-12. Comparaison des déplacements verticaux ($d_{n,v}$) de la nappe géosynthétique avec les mesures expérimentales

5.3.2.4 Déformations de la membrane

Le mode de sollicitation de la nappe géosynthétique est analysé en observant l'évolution de ses déformations. La Figure 5-13 montre la comparaison de la déformation de la nappe géosynthétique sur toute la longueur du modèle ($X=12$ m) pour les deux types de renforcement : mono-raideur (courbe numérique en rouge) et bi-raideur (courbe numérique en vert). Les courbes expérimentales, dont les valeurs maximales sont mentionnées dans le Tableau 5-2, sont comparées aux résultats numériques pour deux phases de l'expérimentation : ouverture de la cavité (point I, ligne pointillée), effondrement et stabilisation du bloc cohésif sur la nappe (point E, ligne continue). Les mesures expérimentales prises avec la technique Brillouin (B) sont en gris, celles prises avec la technique Rayleigh (R) sont en noir.

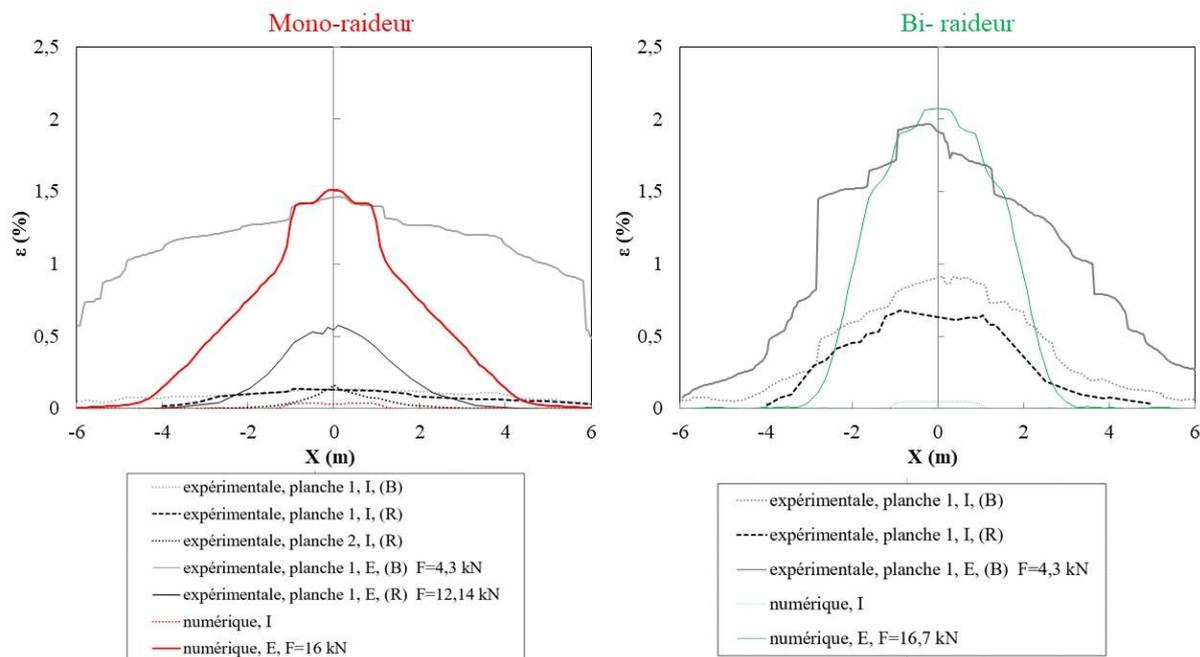


Figure 5-13. Comparaison de la déformation de la nappe géosynthétique mono-raideur (en rouge) et bi-raideur (en vert) avec les mesures expérimentales selon la technique Brillouin (B, en grise) et selon la technique Rayleigh (R, en noir). Situation à l'ouverture de la cavité (I) et à l'effondrement (E)

La comparaison entre les résultats montre notamment que, pour les deux types de renforcement, les valeurs de déformations numériques enregistrées à l'ouverture (I) restent inférieures aux valeurs expérimentales maximales, mesurées par les techniques Brillouin et Rayleigh. En revanche, les résultats obtenus à l'effondrement de la couche de sol sont, pour les intensités maximales, très comparables aux mesures expérimentales avec la technique Brillouin : pour le renforcement mono-raideur, la valeur maximale numérique de déformation $\varepsilon = 1,5\%$ est proche de la valeur expérimentale $\varepsilon = 1,46\%$; de même pour le renforcement bi-raideur la valeur numérique de déformation $\varepsilon = 2,07\%$ est comparable à la valeur expérimentale $\varepsilon = 1,96\%$. Le géosynthétique bi-raideur subit une déformation maximale plus grande que le géosynthétique mono-raideur et ce bien que les déplacements maximums de la nappe dans les deux cas soient assez semblables. Ceci est lié probablement au fait que la longueur d'ancrage mobilisée dans le cas mono-raideur (courbe en rouge sur la Figure 5-13), et donc les déplacements horizontaux de la nappe en bordure de cavité, sont plus importants que ceux obtenus dans le cas du géosynthétique bi-raideur. Ces aspects seront vérifiés dans le contexte d'une étude paramétrique sur le géosynthétique bi-raideur qui sera comparé à plusieurs géosynthétiques mono-raideur de différents modules de rigidité (section 5.4.4).

De plus, si on observe le cas de renforcement mono-raideur, les résultats à l'effondrement sont beaucoup plus importants que les mesures effectuées avec la technique de Rayleigh. En revanche, la forme de la courbe numérique est proche de la courbe expérimentale dans la zone d'ancrage. Malheureusement, l'insuffisance des données expérimentales ne permet pas de comparaison avec les déformations à l'effondrement par la technique Rayleigh dans le cas du renforcement bi-raideur. On rappelle également qu'un problème organisationnel a conduit à la mise en place de fibres optiques associées à des gaines dans lesquelles elles peuvent glisser librement. Ce glissement peut entraîner des mesures imprécises de la déformation sur l'ensemble de la longueur de la fibre (aussi bien en termes d'intensité que de répartition). On peut en revanche supposer que la valeur maximale mesurée reste acceptable.

5.3.2.5 Distribution de la contrainte verticale à la base du remblai

Un autre élément de comparaison des résultats numériques avec les mesures expérimentales est offert par l'analyse des contraintes verticales transmises par le remblai à la nappe de renforcement. La Figure 5-14 montre la distribution des contraintes verticales agissant sur la nappe géosynthétique pour un quart de modèle à l'ouverture de la cavité (histogramme de couleur claire) et à l'effondrement de la couche de sol (histogramme de couleur foncée), pour la nappe mono-raideur (en rouge : a) et pour la nappe bi-raideur (en vert : b).

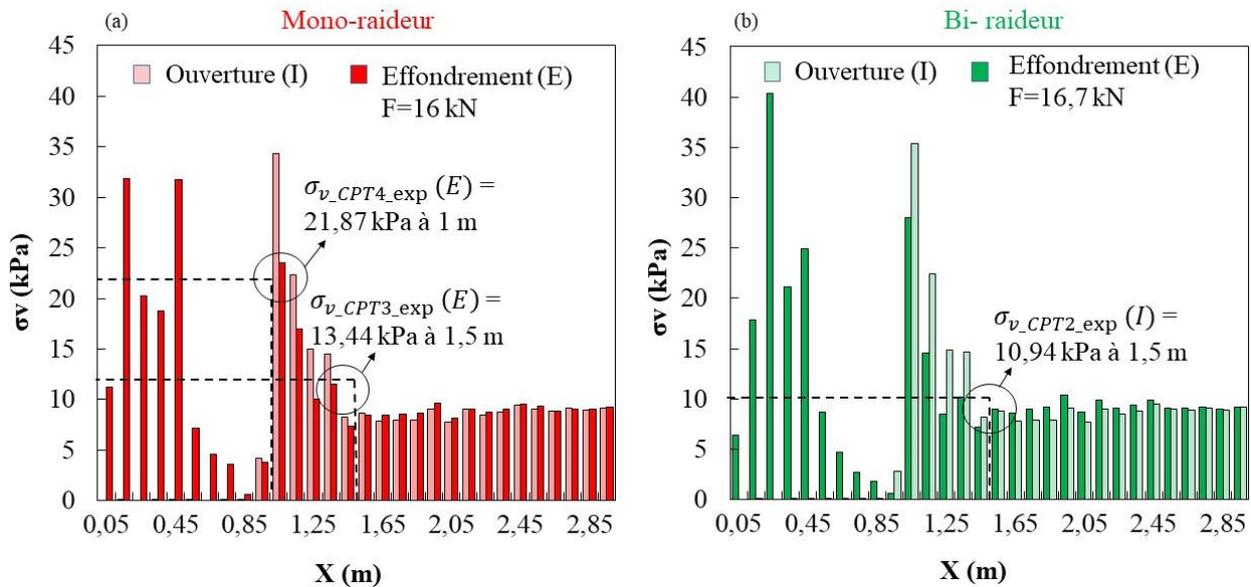


Figure 5-14. Contrainte verticale pour une coupe verticale du modèle à l'ouverture (couleur claire) et à l'effondrement (couleur foncée). Comparaison des valeurs numériques avec les mesures expérimentales (cavité N°1 pour le géosynthétique mono-raideur, cavité N°2 pour le géosynthétique bi-raideur)

Les valeurs numériques sont comparées avec les mesures expérimentales obtenues par les capteurs de pression totale positionnés sous le remblai (Tableau 5-3). A l'ouverture de la cavité, le modèle numérique enregistre une contrainte verticale d'environ 9 kPa sous les parties du remblai suffisamment éloignées de la cavité ($X > 1,5$ m). Cette valeur est directement corrélée à la hauteur du remblai, au poids spécifique du sol sec de 15 kN/m^3 et à la teneur du sol de 16-18%. La valeur théorique est très proche de la mesure prise par le capteur CPT2 pour le bi-raideur à l'ouverture de la cavité (10,94 kPa à 1,5 m). Les valeurs de contrainte mesurées à l'effondrement pour le mono-raideur (21,87 kPa à $X=1$ m et 13,44 kPa à $X=1,5$ m) sont très similaires aux résultats numériques (23,5 kPa à $X=1$ m et 11,48 kPa à $X=1,5$ m) même si certains problèmes techniques liés à l'installation des capteurs sous le sol compacté rendent les mesures expérimentales incertaines. Aucune mesure n'a été prise à l'effondrement de la couche de sol dans le cas du géosynthétique bi-raideur.

L'intérêt du modèle numérique est qu'il permet une analyse plus approfondie des résultats. Comme on peut le voir sur la Figure 5-14, les valeurs des contraintes verticales sont plus importantes au centre de la cavité du fait du poinçonnement du sol de remblai par la dalle de chargement. Il en résulte également des valeurs très faibles des contraintes verticales au voisinage des bords internes de la cavité. On remarque également que les contraintes verticales au-dessus de la cavité, pour les deux types de renforcement, sont quelque peu différentes lors de l'effondrement de la couche de sol. Ceci est potentiellement lié à la différence de comportement des deux renforcements au-dessus de la cavité et dans les zones d'ancrage du fait de leurs raideurs différentes. Malgré cela, les reports de charge (défini à partir du taux de charge T_c , équation 3.24, chapitre 3) vers le bord de la cavité restent assez comparables : 36,4% dans le cas du mono-raideur et 39,1% dans le cas du bi-raideur. Aucune mesure

expérimentale n'a été prise au moment de l'effondrement de la cavité pour le cas du géosynthétique bi-raideur.

5.4 Etudes paramétriques : investigation des mécanismes de rupture d'une couche de sol cohésif sous cavités localisées

5.4.1 Méthodologie proposée

Une fois validé avec un renforcement mono-raideur (raideur dans le sens de production $J= 3\ 000$ kN/m), le modèle numérique peut être utilisé pour mener des études complémentaires et ce afin de mieux appréhender les mécanismes de rupture d'une couche de sol cohésif et pour répondre aux questions fondamentales qui se sont posées dans le cadre du projet REGIC. On propose en particulier d'étudier l'influence de :

- La hauteur H du remblai ($H=0,5$ m, $H=0,75$ m et $H=1$ m) pour une dalle de chargement carrée de 500 mm X 500 mm ;
- Les dimensions de la dalle de chargement (500 mm X 500 mm, 750 mm X 750 mm, 1000 mm X 1000 mm et 1400 mm X 1400 mm) pour une hauteur du remblai constante de $H=0,5$ m.
- La nature du renforcement géosynthétique (mono-raideur ou bi-raideur)
- L'hypothèse d'un éventuel blocage des fibres du géosynthétique bi-module dans les zones d'ancrage

Parmi l'ensemble des résultats numériques disponibles (tels que décrits dans la section 3.3.2 du chapitre 3), on ne présentera que ceux qui sont utiles à la compréhension du mécanisme de rupture dans cette étude paramétrique :

- La courbe du déplacement maximal de la nappe en fonction du déplacement des sphères du support (ouverture de la cavité) et en fonction de la force appliquée sur la dalle de chargement jusqu'à la rupture ;
- Le déplacement des sphères du remblai associé aux déplacements verticaux de la nappe géosynthétique ;
- Les valeurs maximales des déformations et des tensions de la nappe géosynthétique ;
- Les contraintes verticales transmises sur la nappe géosynthétique et le taux de chargement de la nappe.

En règle générale, les paramètres du modèle numérique et les procédures de calcul non spécifiés sont similaires à ceux et à celles respectivement utilisés et présentés au chapitre 5.3.

5.4.2 Influence de la hauteur du remblai

L'hypothèse d'une épaisseur de remblai H faible devant le diamètre de la cavité $D=2$ m ($H/D \leq 0,25$) avait jusqu'alors été privilégiée car elle correspond aux pratiques actuelles en matière d'ingénierie (optimisation des quantités de matériau pendant la mise en œuvre). On s'intéresse ici à des épaisseurs de remblais plus importantes $H=0,75$ m et $H=1$ m.

Tout d'abord, la Figure 5-15 illustre le mode de rupture du sol de remblai cohésif pour les trois cas considérés. Pour chacun d'eux, une dalle rigide de côté $l_c=500$ mm constituée par deux couches de sphères et centrée sur la cavité ($D=2$ m) permet d'appliquer le chargement en surface du remblai. On rappelle que le modèle numérique correspond toujours à un quart du cas réel par raison de symétrie.

La Figure 5-16 présente l'évolution du déplacement vertical au centre de la cavité avec le déplacement de sphères du support (a) et de la force de chargement (b). Si lors de la phase d'ouverture de la cavité le déplacement vertical reste faible et est quasiment identique pour les 3 configurations, on constate que dans la phase de chargement ultérieur la force de rupture de la couche de sol cohésif augmente avec la hauteur du remblai. Pour les trois cas considérés ($H=0,5$ m, $H=0,75$ m et $H=1$ m), les trois moments caractéristiques du chargement sont mis en évidence : l'ouverture de la cavité (point I), la rupture de la couche de sol (point R), l'effondrement et la stabilisation du bloc cohésif sur la nappe (point E).

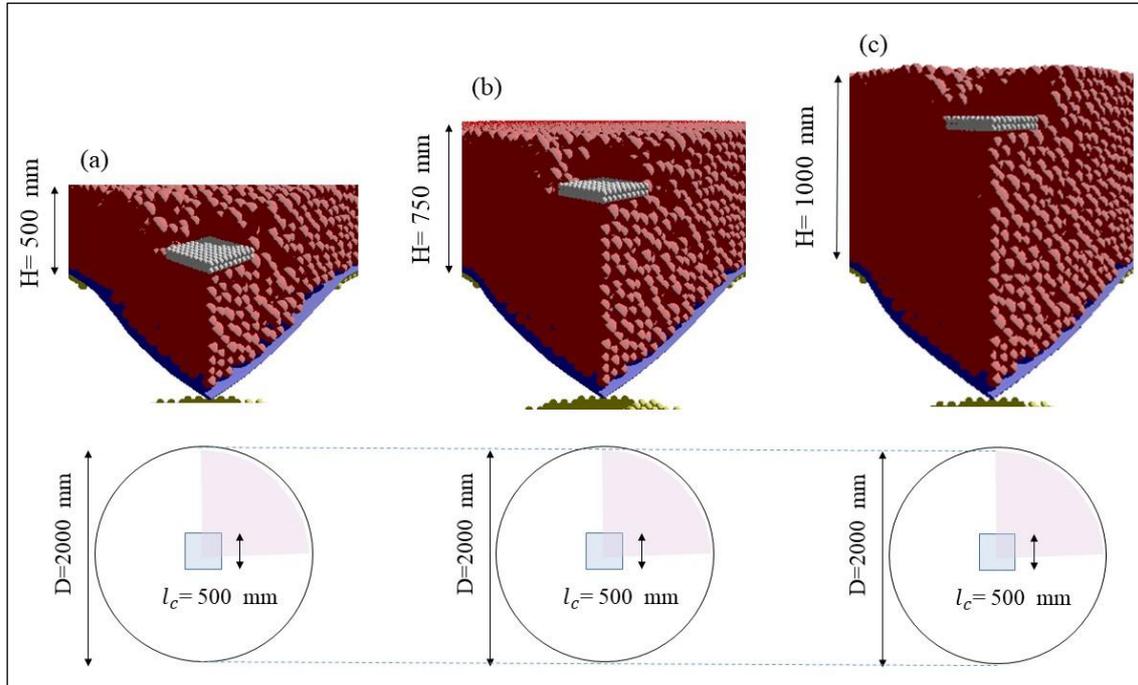


Figure 5-15. Représentation du modèle numérique lors de l'effondrement. Plan de la cavité de forme circulaire ($D=2$ m) et de la dalle de chargement positionnée en son centre ($l_c=500$ mm). Comparaison des modèles numériques pour les hauteurs de remblai $H=0,5$ m (a), $H=0,75$ m (b), $H=1$ m (c)

Les valeurs maximales des déplacements de la nappe géosynthétique d_{n,v_max} , de la force F et du report de charge sont résumées dans le Tableau 5-11. D'une façon générale, comme on peut le voir sur la Figure 5-16 et le Tableau 5-11, la nappe géosynthétique se désolidarise du remblai et se déplace d'environ 22 à 23 mm à l'ouverture de la cavité pour les trois épaisseurs ($H=0,5$ m, $H=0,75$ m et $H=1$ m). Ensuite, lorsque le remblai atteint la rupture et s'effondre sur la nappe géosynthétique, des valeurs maximales de déplacement de la membrane de 239,8 mm et de force de chargement de 16 kN sont enregistrées pour $H=0,5$ m. Pour $H=0,75$ m et $H=1$ m, on observe une augmentation quasi-linéaire de la force de chargement avec la hauteur. Concernant le report de charge, on constate une légère augmentation avec 36,4% de report de charge pour $H=0,5$ m, 37,2% pour $H=0,75$ m et 40,3% pour $H=1$ m.

Tableau 5-11. Synthèse des valeurs maximales de déplacement vertical de la nappe géosynthétique d_{n,v_max} (mm), de la force de chargement F (N) et du report de charge R_{ec} (%) à l'ouverture de la cavité (I), à la rupture (R) et à l'effondrement (E) de la couche de sol cohésif, pour les trois hauteurs de remblai ($H=0,5$ m, $H=0,75$ m et $H=1$ m)

H (mm)	d_{n,v_max} (mm)			F (kN)			R_{ec} (%)		
	I	R	E	I	R	E	I	R	E
500	23,0	34,5	239,8	0	15,5	16	91,0	86,7	36,4
750	22,0	23,8	231,8	0	23,8	25,0	93,9	92,5	37,2
1000	22,3	24,9	228,2	0	36,2	38,6	95,3	94,6	40,3

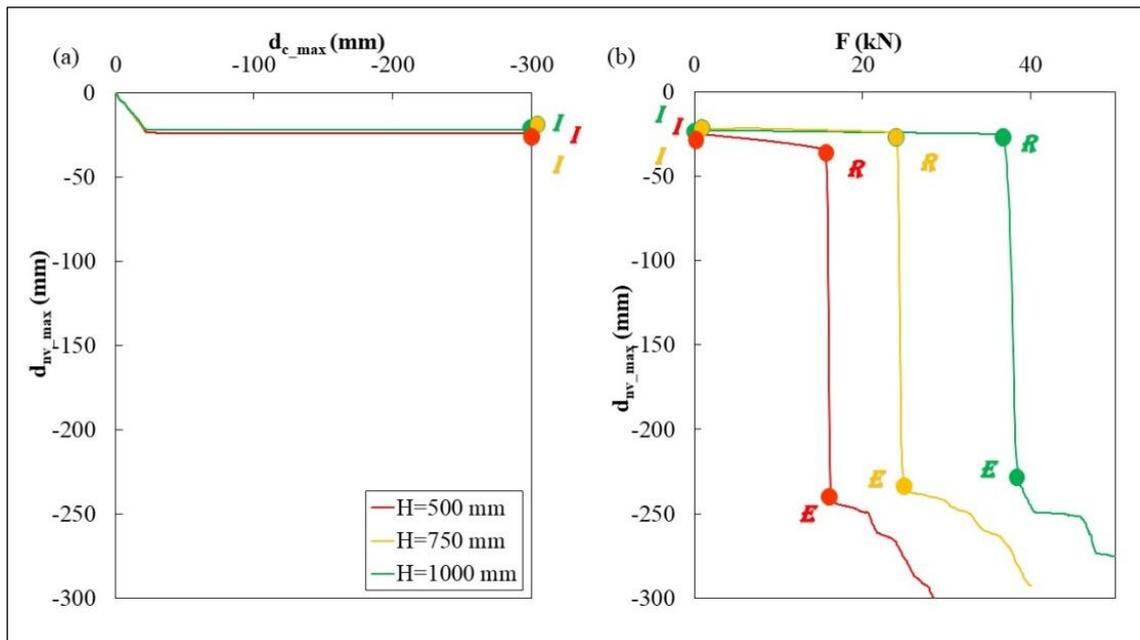


Figure 5-16. Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité avec le déplacement des sphères du support (a) et de la force de chargement (b) pour les 3 hauteurs de remblai : $H=0,5$ m (courbe rouge), $H=0,75$ m (courbe jaune), $H=1$ m (courbe verte)

Dans le même temps, les nappes géosynthétique présentent des déplacements verticaux maximums assez semblables (239,8 mm pour $H=0,5$ m, 231,8 mm pour $H=0,75$ m et 228,2 mm pour $H=1$ m) et ce bien que les charges appliquées soient différentes (poids du remblai et charges de rupture plus fortes pour les hauteurs de remblai plus importantes). Ceci s'explique par des répartitions de la charge et des géométries déformées de la nappe différentes (Figure 5-17).

Comme le montre l'effet chromatique de la Figure 5-17 (déplacement des sphères du remblai associé aux déplacements verticaux de la nappe géosynthétique), le bloc de sol effondré a une forme trapézoïdale pour les trois hauteurs de remblai. Le déplacement vertical des sphères de la partie de sol effondré est assez homogène (240 mm) sur toute la hauteur du remblai pour $H=0,5$ m et $H=0,75$ m, un peu plus élevé en surface (250 mm) pour $H=1$ m.

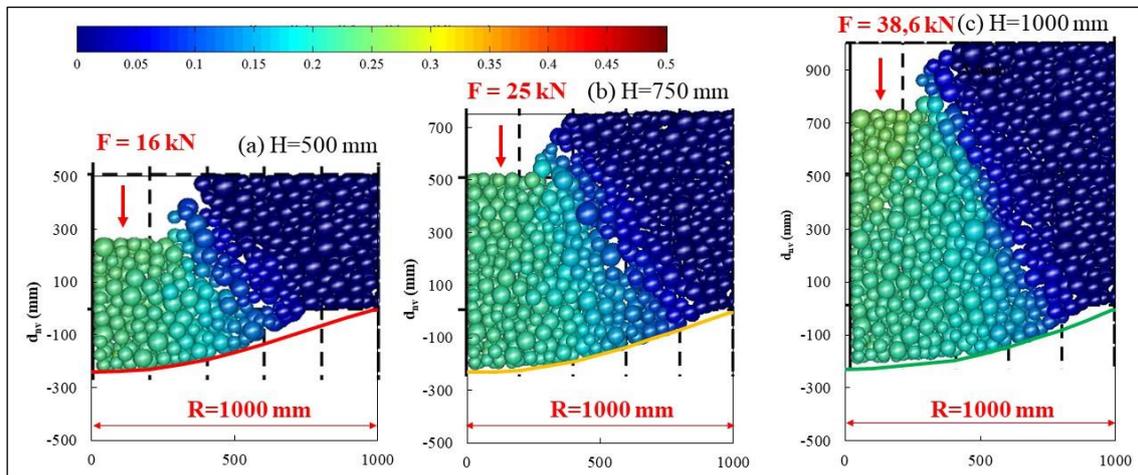


Figure 5-17. Déplacement des sphères du remblai d_{sv} (mm) associé aux déplacements verticaux de la nappe géosynthétique d_{nv} (mm) pour $H = 0,5$ m, $H = 0,75$ m et $H = 1$ m à l'effondrement du bloc cohésif sur la nappe (point E)

Le déplacement vertical de la nappe diminue avec la hauteur du remblai alors que le déplacement vertical du sol de surface augmente, cela signifie qu'il y a un léger compactage du remblai. Lorsque le bloc de sol se détache du remblai et tombe sur la nappe géosynthétique, le sol de remblai n'est pas toujours en contact avec le renforcement sur toute la largeur de la cavité D. Ce phénomène, lié essentiellement à la rigidité du bloc de sol cohésif qui s'effondre, est plus marqué pour $H = 0,5$ m et il diminue avec l'augmentation de la hauteur du remblai. Ce résultat confirme que la nappe géosynthétique est sollicitée différemment en fonction de la hauteur du remblai (chargement localisé au centre de la cavité pour $H = 0,5$ m et répartie sur toute la largeur de la cavité pour $H = 1$ m). Afin de compléter l'analyse du comportement de la nappe géosynthétique, on peut également s'intéresser aux valeurs maximales de déplacement horizontal d_{n,h_max} et de déformations ϵ_{max} enregistrées à l'effondrement (E) (Tableau 5-12). La valeur de déplacement horizontal de 19,2 mm pour $H = 0,5$ m, diminue à 15 mm pour $H = 0,75$ m et $H = 1$ m, alors que la déformation maximale augmente avec la hauteur du remblai. Cela traduit à la fois : une résistance de l'ancrage plus importante avec l'augmentation de la hauteur du remblai (et de la charge verticale apportée par celui-ci sur la nappe), une augmentation de la force appliquée au moment de l'effondrement et un mode de sollicitation de la nappe différent. Ces résultats seront pris en compte pour l'adaptation de la méthode analytique d'Huckert au problème des cavités localisées.

Tableau 5-12. Synthèse des valeurs maximales de déplacement horizontal d_{n,h_max} (mm) et de la déformation de la nappe géosynthétique à l'effondrement (E) de la couche du sol cohésif, pour les trois hauteurs de remblai ($H = 0,5$ m, $H = 0,75$ m, $H = 1$ m)

H (mm)	d_{n,h_max} (mm) à E	ϵ_{max} (%) à E
500	19,2	1,5
750	15,3	1,7
1000	15,0	1,8

Les observations faites dans le contexte du déplacement vertical du remblai (Figure 5-17) peuvent être confirmées par l'analyse des contraintes verticales transmises à la nappe géosynthétique (Figure 5-18). En effet, on constate très nettement des différences importantes dans la géométrie des distributions de contrainte liées à la forme du bloc de sol effondré sur la nappe.

Pour $H=0,5$ m, les contraintes sont maximales dans l'axe de la cavité et quasiment nulles en bordure de la cavité du fait du décollement de la nappe avec le sol de remblai dans cette partie du modèle.

Pour $H=1$ m, la charge est mieux répartie sur la nappe compte tenu de la géométrie du bloc effondré dont la base est assez proche du diamètre de la cavité. Globalement les contraintes sur la nappe sont pour $H=1$ m plus importantes compte tenu que les charges qui s'y exercent sont plus importantes (poids du remblai et charges de rupture plus fortes pour les hauteurs de remblai plus importantes).

A l'extérieur de la cavité, la contrainte verticale reste constante sur toute la largeur du modèle : les valeurs de 9,43 kPa pour $H=0,5$ m, 14,13 kPa pour $H=0,75$ m et 18,85 kPa pour $H=1$ m correspondent au poids spécifique du sol sec (15 kN/m^3) et à la teneur du sol de 16 à 18% du sable chaulé.

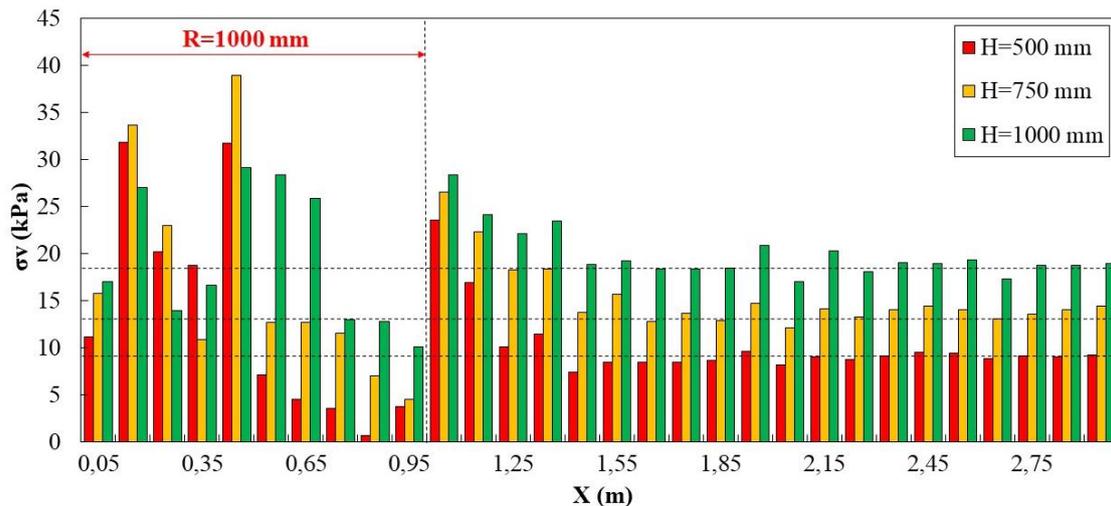


Figure 5-18. Contrainte verticale σ_v en kPa pour une coupe verticale du modèle pour $H = 0,50$ m (en rouge), pour $H = 0,75$ m (en jaune) et pour $H=1$ m (en vert)

5.4.3 Influence de la taille de la dalle de chargement

Dans le cadre des expérimentations sur le site de la Tour du Pin, les couches de col cohésif ont été, après ouverture des cavités, chargées par l'intermédiaire d'un cube en acier ayant pour dimensions $l_c = 500$ mm. Afin d'analyser l'effet sur le mécanisme de rupture de la taille de la dalle de chargement, des simulations numériques complémentaires ont été menées en considérant trois valeurs différentes de la largeur de la dalle de chargement : $l_c = 750$ mm, 1000 mm et 1400 mm et ce pour une même hauteur de remblai $H=0,5$ m. La valeur $l_c = 1400$ mm représente un cas « limite » : il correspond au cas où la dalle de charge est un carré inscrit dans la cavité circulaire.

L'analyse des résultats numériques suit la même logique que celle adoptée pour l'analyse de l'effet de la hauteur du remblai dans la section 5.4.2. Les évolutions du déplacement vertical au centre de la cavité avec le déplacement des sphères du support (a) et la force de chargement (b) sont présentés sur la Figure 5-19. Les mécanismes de rupture en blocs du remblai cohésif sont présentés sur la Figure 5-20 pour $l_c=500$ mm (a), $l_c=750$ mm (b), $l_c=1000$ mm (c) et $l_c=1400$ mm (d).

On observe sur la Figure 5-19 que, à l'ouverture de la cavité, l'évolution du déplacement vertical de la nappe géosynthétique est la même pour les quatre configurations analysées ; alors que, dans la phase de chargement, seuls les mécanismes de rupture pour $l_c=500$ mm (courbe rouge), $l_c=750$ mm (courbe jaune) et $l_c=1000$ mm (courbe verte) sont similaires. Les forces de chargement nécessaires à la rupture de la couche de remblai sont assez proches excepté pour le cas extrême ($l_c=1400$ mm) pour lequel la cinématique d'effondrement est très singulière (poinçonnement du cylindre de sol au-dessus

de la cavité) avec probablement une diffusion plus importante des efforts vers le pourtour de la cavité. Les déplacements de la nappe géosynthétique diminuent avec la taille de la dalle de chargement (pour $l_c=500$ mm, $l_c=750$ mm et $l_c=1000$ mm). De même sur la Figure 5-20 on constate que le tassement de surface diminue avec l'augmentation de la taille de la dalle et ce pour les quatre configurations étudiées.

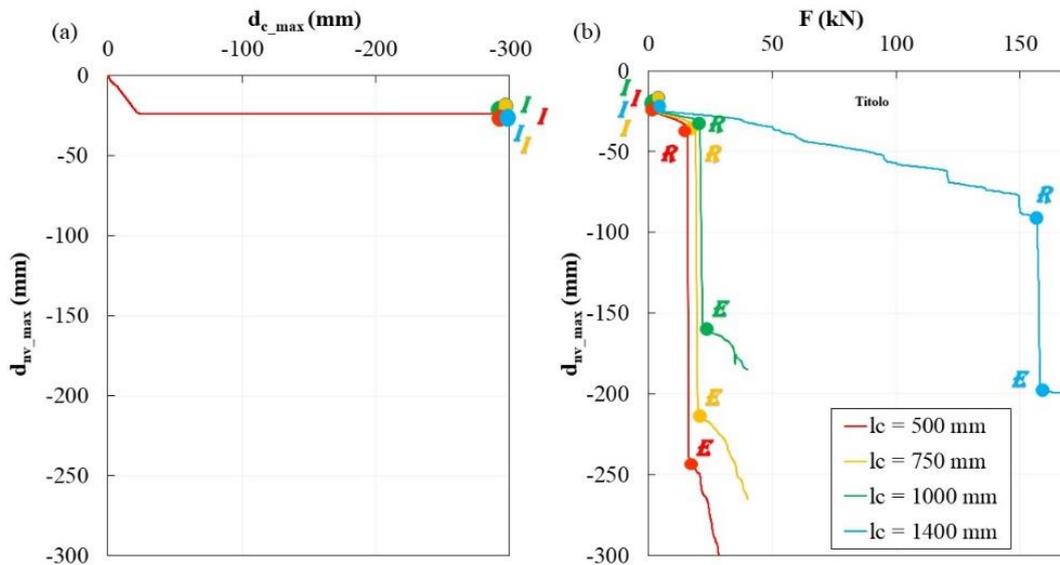


Figure 5-19. Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité en fonction du déplacement des sphères du support (a) et de la force de chargement (b). Influence de la taille de la dalle de chargement pour $l_c=500$ mm (courbe rouge), $l_c=750$ mm (courbe jaune), $l_c=1000$ mm (courbe verte) et $l_c=1400$ mm (courbe bleue)

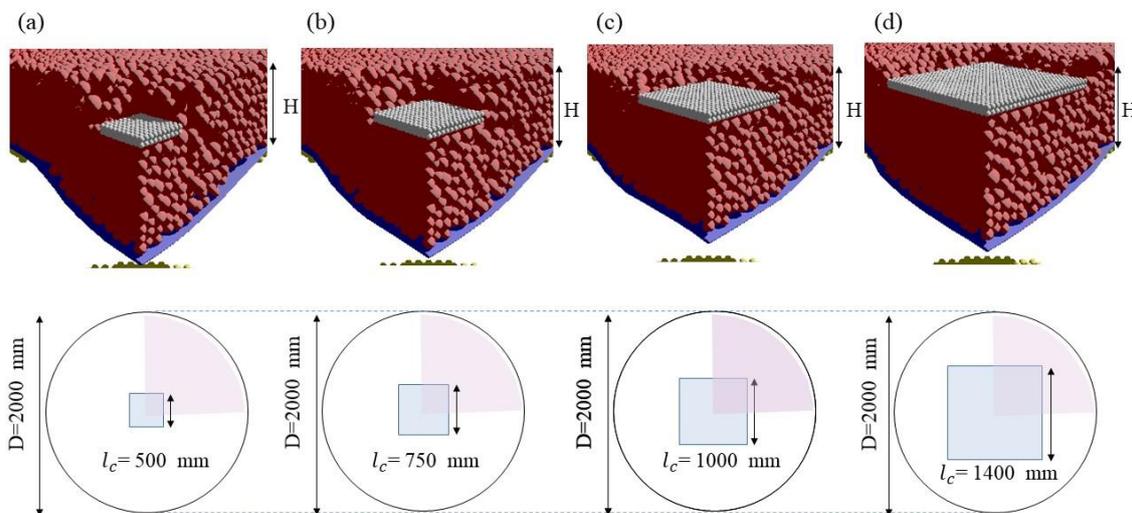


Figure 5-20. Représentation du modèle numérique lors de l'effondrement pour $H=0,50$ m. Plan de la cavité de forme circulaire ($D=2$ m). Influence de la taille de la dalle de chargement pour $l_c=500$ mm (a), $l_c=750$ mm (b), $l_c=1000$ mm (c) et $l_c=1400$ mm (d)

Les valeurs maximales de déplacement de la nappe géosynthétique d_{nv_max} , de la force F de chargement et du report de charge sont résumées dans le Tableau 5-13 pour les trois moments caractéristiques repérés sur la Figure 5-19.b : ouverture (I), rupture (R) et effondrement (E). Les valeurs de report de charge montrent que les mécanismes de transfert de charge sont complexes et fortement influencés par la géométrie de l'effondrement (rapports de taille entre la cavité et la dalle de chargement) : poinçonnement d'une partie du cylindre de sol au-dessus de la cavité et diffusion plus ou moins importante des efforts vers le pourtour de la cavité.

Tableau 5-13. Synthèse des valeurs de déplacement maximal de la nappe géosynthétique d_{n,v_max} (mm), de la force de chargement F (kN) et du report de charge R_{ec} (%) à l'ouverture de la cavité (I), à la rupture (R) et à l'effondrement (E) de la couche du sol cohésif pour les quatre cas étudiés $l_c = 500$ mm, 750 mm, 1000 mm et 1400 mm

l_c (mm)	d_{n,v_max} (mm)			F (kN)			R_{ec} (%)		
	I	R	E	I	R	E	I	R	E
500	23	34,5	239,8	0	15,5	16,0	91	86,7	36,4
750	24	33,1	211,2	0	18,6	20,0	90	87,6	24,1
1000	24	30,6	160,0	0	20,0	22,4	91	90,3	16,3
1400	22	91,3	198,0	0	156,5	159,0	91	80,5	26,6

La force nécessaire à la rupture (R) et à l'effondrement du bloc de sol cohésif (E) augmente de manière non-linéaire avec la surface de la dalle de chargement, excepté pour le cas limite $l_c=1400$ mm pour lequel on constate une très forte augmentation de la charge de rupture, ce qui traduit une modification profonde du mode de rupture.

La Figure 5-21 permet la comparaison des champs de déplacement des sphères et de la déformée de la nappe à l'effondrement (point E) pour les quatre configurations traitées : $l_c = 500$ mm, 750 mm, 1000 mm et 1400 mm.

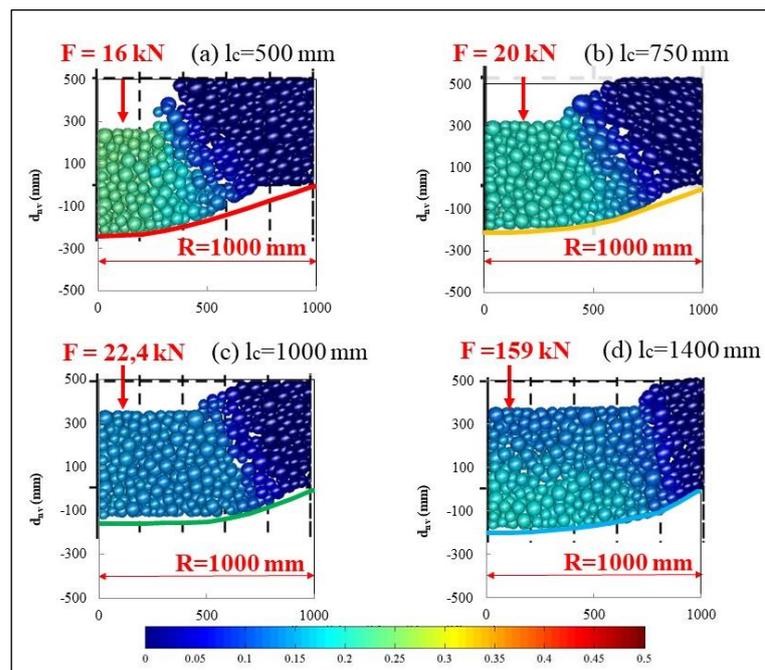


Figure 5-21. Champ de déplacements des sphères et déformée de la nappe à l'effondrement (point E) pour les quatre configurations traitées $l_c = 500$ mm (a), 750 mm (b), 1000 mm (c) et 1400 mm (d)

Comme on peut le constater sur cette figure, le mécanisme de rupture par blocs rigides provoque, lorsque la dalle de chargement est de faible dimension, la perte de contact entre le remblai et le renforcement au voisinage des bords de la cavité. L'étendue de la zone de décollement de la nappe diminue avec l'augmentation de la taille de la dalle de chargement.

Le Tableau 5-14 synthétise les valeurs maximales du déplacement horizontal et de la déformation de la nappe géosynthétique qui là encore traduisent des mécanismes complexes. Ces valeurs seront prises en compte et comparés aux résultats analytiques dans la section suivante, lors de l'adaptation du modèle analytique de Huckert (2015) aux cavités localisées.

Tableau 5-14. Synthèse des valeurs de déplacement horizontal d_{n,h_max} et de déformation ϵ_{max} à l'effondrement (E) de la couche du sol cohésif pour les quatre configurations étudiées $l_c = 500$ mm, 750 mm, 1000 mm et 1400 mm

l_c (mm)	d_{n,h_max} (mm) à E	ϵ_{max} (%) à E
500	19,2	1,50
750	17,0	1,45
1000	12,0	1,14
1400	17,5	1,54

Enfin, la Figure 5-22 présente la distribution des contraintes verticales σ_v en kPa transmises à la nappe géosynthétique pour les quatre configurations étudiées $l_c = 500$ mm, 750 mm, 1000 mm et 1400 mm.

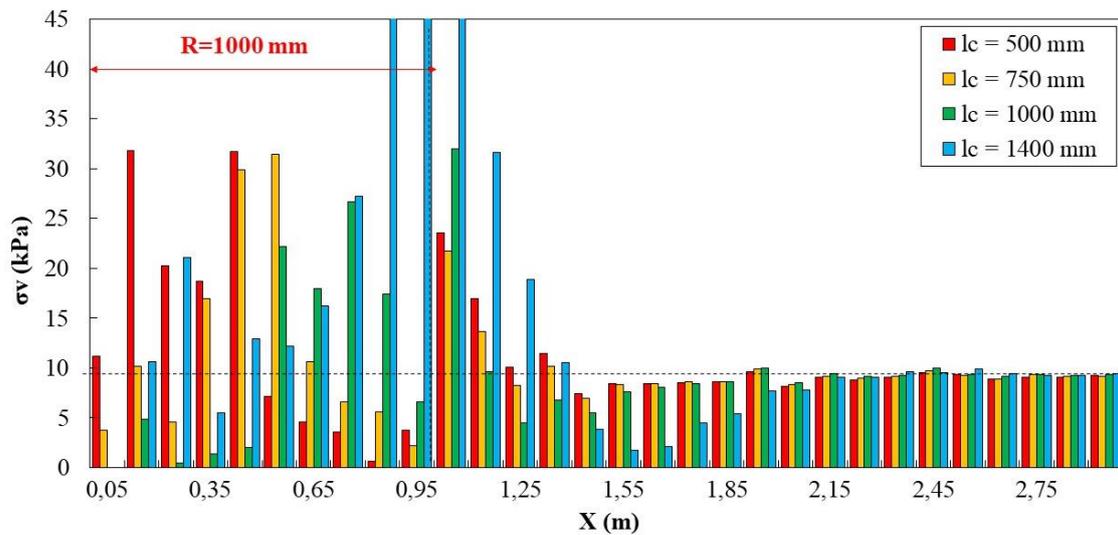


Figure 5-22. Contrainte verticale σ_v en kPa pour une coupe verticale du modèle pour $l_c = 500$ mm (en rouge), pour $l_c = 750$ mm (en jaune), $l_c = 1000$ mm (en vert) et pour $l_c = 1400$ mm (en bleu)

Comme on peut le constater sur cette figure, les mécanismes de transfert de charge sont très différents suivant la taille de la dalle de chargement. En effet lorsque la dalle de chargement est petite, les contraintes les plus importantes sont centrées sur la cavité. En revanche, pour les dalles de chargement de grande taille, la distribution des contraintes maximales se déplace du centre de la cavité vers ses bords. Sur le pourtour de la cavité, et dans les zones peu influencées par l'effondrement, la contrainte verticale est constante et cohérente avec la valeur théorique de 9,43 kPa (γH). Au voisinage de la cavité on constate, sur le pourtour extérieur de la cavité, une diminution plus ou moins importantes des contraintes verticales qui résultent vraisemblablement d'un phénomène de flexion et de soulèvement de la couche de sol qui se comporte comme une dalle rigide avant rupture.

5.4.4 Comparaison du comportement du géosynthétique bi-raideur avec le comportement de différents géosynthétiques mono-raideur

Deux produits géosynthétiques de renforcement (mono-raideur et bi-raideur) associés à des remblais cohésifs ont été testés lors des essais d'ouverture de cavités à la Tour du Pin. Comme observé dans la section 5.3.1 qui compare les observations expérimentales aux résultats numériques, le géosynthétique bi-raideur instrumenté permet dans un premier temps d'activer le système d'alerte

basé sur les mesures de déformation des fibres optiques installées sur la nappe dès qu'un mouvement perceptible du sol peut être enregistré. La deuxième raideur, plus forte que la première permet de contenir les déformations et limiter le déplacement de la nappe et du sol de surface.

Pour mieux comprendre les spécificités du comportement du géosynthétique bi-module, une étude paramétrique est menée dans le contexte du sol cohésif (sable chaulé) sur la base du modèle numérique d'ouverture de cavités localisées sous remblais chargés en surface. Le renforcement bi-raideur défini par $J_1=750$ kN/m (raideur initiale), $J_4=2500$ kN/m (raideur secondaire) et $\varepsilon_T=1,5\%$ (déformation de transition du comportement) est comparé à quatre géosynthétiques mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m (Figure 5-23). Ces valeurs de raideur ont été retenues sur la base des valeurs de J_1 et J_4 du renforcement bi-raideur utilisées pour la campagne expérimentale (Figure 5-1.b) et en considérant $J_2= J_4/2$ et $J_3= J_1 \times 2$.

Les paramètres du modèle numérique, autres que les raideurs du géosynthétique, et les procédures de calcul sont similaires à celles utilisées au chapitre 5.3.

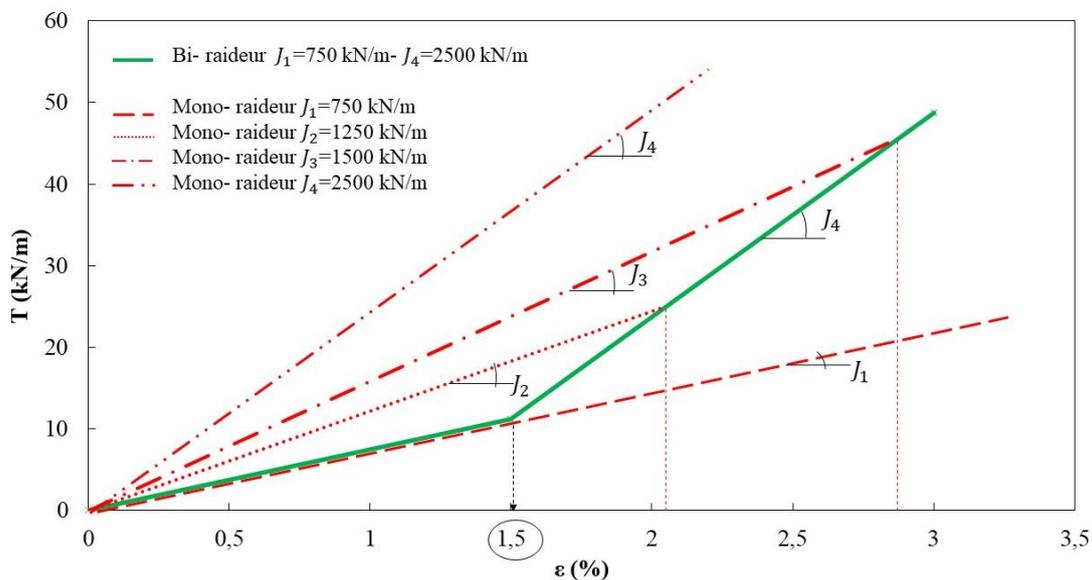


Figure 5-23. Comportement numérique en traction du géosynthétique bi-raideur (en vert) comparé à ceux de quatre géosynthétiques mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m

Parmi tous les résultats que les simulations numériques permettent de produire (section 3.3.2), on ne présentera que les résultats les plus significatifs :

- Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité avec la force de chargement ;
- Report de charge R_{ec} sur les côtés de la cavité à l'ouverture de la cavité et après l'effondrement du bloc de sol ($F=20$ kN) ;
- Déplacements verticaux et horizontaux de la nappe géosynthétique après l'effondrement du bloc de sol ($F=20$ kN) ;
- Déformations et tensions de la nappe géosynthétique après l'effondrement du bloc de sol ($F=20$ kN).

5.4.4.1 Courbe de chargement

La Figure 5-24 représente l'évolution du déplacement vertical maximal d_{nv_max} de la nappe géosynthétique au centre de la cavité en fonction de la force de chargement F . Le comportement du

renforcement bi-raideur (courbes en vert) est comparé à ceux des quatre géosynthétiques mono-raideur (courbes en rouge) de rigidités respectives $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m. Les flèches rouges présentes sur le graphique se réfèrent à l'étape caractéristique de chargement du remblai à 20 kN que l'on prendra en considération pour l'analyse du report de charge, des déplacements verticaux et horizontaux, des déformations et des tensions dans les renforcements géosynthétiques.

A l'ouverture de la cavité le renforcement bi-raideur se comporte comme les géosynthétiques mono-raideur. En revanche, pendant la phase de chargement jusqu'à $F=20$ kN, le géosynthétique bi-raideur présente une valeur de déplacement ($d_{nv_max}=255$ mm) comprise entre celle du géosynthétique mono-raideur ayant une rigidité $J_2=1250$ kN/m, ($d_{nv_max}=243$ mm) et celle du mono-raideur ayant une rigidité $J_1=750$ kN/m ($d_{nv_max}=264$ mm). Cette observation laisse supposer que le renforcement bi-raideur active bien sa déformation limite (1,5%) et qu'il passe d'une rigidité de 750 kN/m à une rigidité de 2500 kN/m pour une charge d'au moins 20 kN, après la rupture.

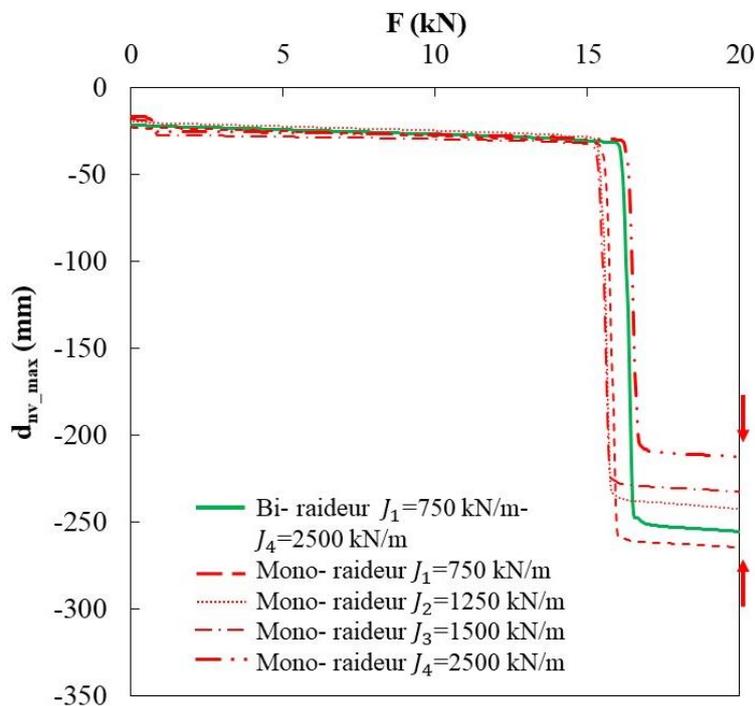


Figure 5-24. Evolution du déplacement vertical au centre de la cavité avec la force de chargement.

Comparaison entre le renforcement bi-raideur (courbe en vert) et les renforcements mono-raideur (courbes en rouge) ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m

Le Tableau 5-15 rassemble l'ensemble des valeurs de report de charge R_{ec} (défini par l'équation 3.24 du chapitre 3) à l'ouverture de la cavité et pour $F=20$ kN. Les valeurs de report de charge obtenues à l'ouverture sont très importantes, ce qui signifie que l'essentiel de la charge est directement transmis à l'extérieur de la cavité, ce qui est logique compte-tenu du léger décollement de la nappe sous son poids propre pendant la phase d'ouverture de la cavité. Si l'on s'intéresse à la valeur du report de charge pour $F=20$ kN, on observe que le report de charge global vers le bord de la nappe reste, pour l'ensemble des simulations effectuées, assez comparable : 39% dans le cas du bi-raideur et des valeurs comprises entre 37% et 41% dans les cas du mono-raideur.

Tableau 5-15. Report de charge R_{ec} . Comparaison entre le renforcement bi-raideur et les renforcements mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m à l'ouverture de la cavité et pour $F=20$ kN.

	R_{ec} (%)
--	--------------

	Ouverture	à F=20 kN
$J_1=750$ kN/m- $J_4=2500$ kN/m	94,0	39,0
$J_1=750$ kN/m	86,9	41,6
$J_2=1250$ kN/m	93,8	40,4
$J_3=1500$ kN/m	93,7	37,3
$J_4=2500$ kN/m	93,6	41,2

5.4.4.2 Les déplacements verticaux et horizontaux

La Figure 5-25.a et la Figure 5-25.b présentent respectivement les déplacements verticaux (d_{nv}) et les déplacements horizontaux (d_{nh}) dans la direction de renforcement X pour la nappe géosynthétique bi-raideur ($J_1=750$ kN/m- $J_4=2500$ kN/m) et les nappes géosynthétiques mono-raideur pour une force de chargement de 20 kN. Comme on peut l'observer sur la Figure 5-24.a lorsque la force de chargement du remblai atteint 20 kN, le géosynthétique bi-raideur subit un déplacement vertical (d_{nv}) compris entre celui du géosynthétique mono-raideur dont la raideur est $J_2=1250$ kN/m (243 mm) et celui du géosynthétique mono-raideur dont la raideur est $J_1=750$ kN/m (264 mm) ce qui semble logique et cohérent avec les observations faites sur la Figure 5-24.

En observant les déplacements horizontaux d_{nh} (Figure 5-25.b), on constate que les valeurs positives (déplacement vers la droite) du géosynthétique bi-raideur restent comparables à celles du mono-module de raideur $J_2=1250$ kN/m (5 mm), alors que les valeurs négatives (valeur max de -19 mm, correspondant à un déplacement vers la gauche) sont plus importantes que celles obtenues avec les géosynthétiques mono-raideur (maximum -13 mm).

Dans les zones d'ancrage, le bi-raideur subit donc des déplacements plus importants que les géosynthétiques mono-raideur. Cependant, il faut également noter que la longueur totale d'ancrage mobilisée par le géosynthétique bi-raideur est la plus faible.

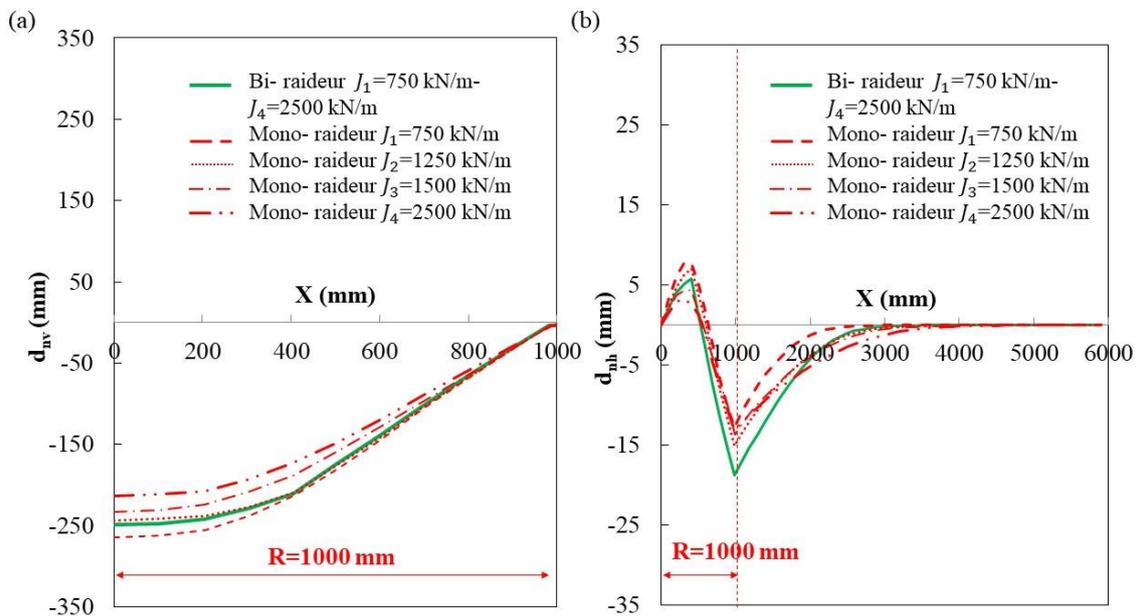


Figure 5-25. Déplacement vertical d_{nv} (a) et horizontal d_{nh} (b) à l'ouverture de la cavité. Comparaison entre le renforcement bi-raideur et les renforcements mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m

5.4.4.3 Déformations et tensions dans la nappe géosynthétique

Les observations faites dans la section 5.4.4.2 peuvent être validées en comparant les déformations et les tensions dans la nappe géosynthétique pour une surcharge $F=20$ kN (Figure 5-26).

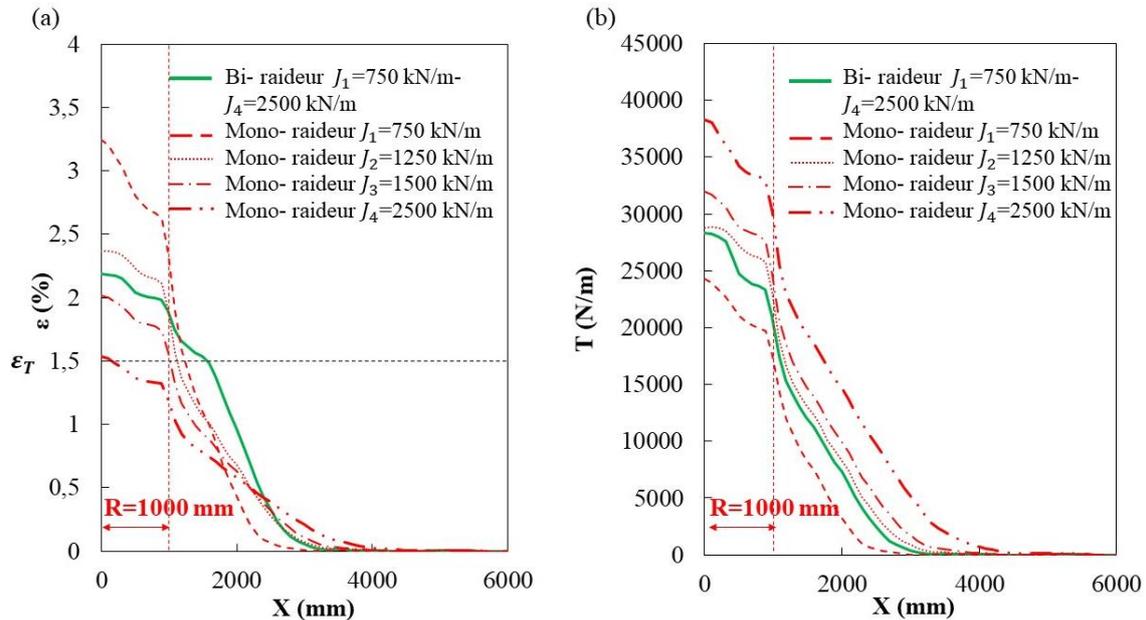


Figure 5-26. Déformation ε (a) et tension T (b) pour une charge de surface $F=20$ kN. Comparaison entre le renforcement bi-raideur et les renforcements mono-raideur ayant respectivement des rigidités $J_1=750$ kN/m, $J_2=1250$ kN/m, $J_3=1500$ kN/m et $J_4=2500$ kN/m

Comme la Figure 5-26 le montre, lors d'un chargement de surface important, le renforcement bi-raideur active sa deuxième raideur (2500 kN/m) : pour $F=20$ kN, la déformation maximale est de 2,2%, valeur comprise entre 2,0% (renforcement mono-raideur $J_3=1500$ kN/m) et 2,4% (renforcement mono-raideur $J_2=1250$ kN/m). Toutefois dans la zone d'ancrage, le bi-raideur subit des déformations plus importantes que les géosynthétiques mono-raideur mais la longueur d'ancrage mobilisée est alors la plus faible. Les valeurs des tensions du géosynthétique bi-raideur sont comprises entre celles du renforcement mono-raideur $J_1=750$ kN/m et celles du mono-raideur $J_2=1250$ kN/m.

Cette analyse paramétrique permet de bien mettre en évidence le comportement différent des deux types de renforcement dans le cas du sol cohésif et de valider la procédure de calcul. Le renforcement bi-raideur remplit ainsi sa fonction : les déformations initiales permettent d'activer le signal d'alerte transmis par les fibres optiques insérées dans le produit, alors que la forte raideur mobilisée ultérieurement ($F=20$ kN) permet d'assurer des déflexions globales de la nappe et des tassements de surface équivalents en intensité à ceux du renforcement mono-raideur avec une rigidité J comprise entre 1250 kN/m et 1500 kN/m. Toutefois, la modélisation numérique conduit à des déplacements horizontaux et des déformations plus importantes dans la zone d'ancrage mais sur une longueur d'ancrage plus restreinte pour la nappe bi-raideur pour une valeur de charge $F=20$ kN.

En conclusion on peut dire que la comparaison avec les quatre géosynthétiques mono-raideur qui encadrent le comportement du renforcement bi-raideur confirme le fonctionnement correct du renforcement bi-raideur.

5.4.5 Hypothèse du blocage des fibres du géosynthétique bi-raideur par les granulats du sol sur le pourtour de la cavité

Si l'opérationnalité du comportement bi-raideur est acquise pour la portion de nappe géosynthétique qui se trouve directement au-dessus de la cavité, la question du comportement de la nappe quand elle est confinée (notamment dans les zones d'ancrage) reste ouverte. L'absence d'observations expérimentales ne permet pas d'affirmer que dans des conditions confinées, c'est-à-dire dans les zones d'ancrage (blocage possible des fibres par les particules de sol), le renforcement géosynthétique conserve son comportement en traction « bi-raideur inversée ». La modélisation numérique permet d'apporter quelques éléments de réponse (qui devront être validés par la suite par une expérimentation dédiée). Pour cette raison, des développements numériques complémentaires ont été apportés au modèle numérique pour que le comportement du géosynthétique dans les zones d'ancrage puisse être différent de celui du comportement de la portion de nappe géosynthétique située au-dessus de la cavité.

Une simulation numérique complémentaire à celles présentées précédemment a donc été réalisée en supposant que le géosynthétique bi-raideur présente dans les zones situées à l'extérieur de la cavité une rigidité similaire à la seconde raideur du bi-raideur inversée (activation directe de la seconde raideur de 2500 kN/m).

La Figure 5-27 présente les courbes de chargement. On observe que le renforcement bi-raideur sur l'ensemble de la nappe, « ancrage à embuvage libre » (ligne continue) subit un déplacement légèrement supérieur à celui du bi-raideur actif uniquement au-dessus de la cavité (ancrage à embuvage bloqué).

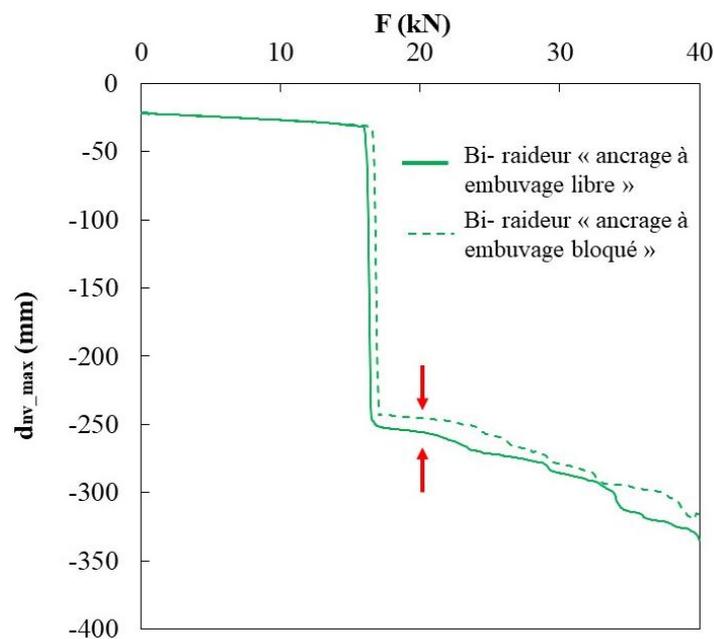


Figure 5-27. Courbe du déplacement maximal de la nappe avec la force de chargement. Comparaison entre le renforcement bi-raideur « ancrage à embuvage libre » (ligne continue) et celui du bi-raideur « ancrage à embuvage bloqué » (ligne pointillée)

Pour pouvoir approfondir la comparaison, les comportements des deux renforcements bi-raideur sont analysés en termes de déplacements verticaux et horizontaux (Figure 5-28) et de déformation (Figure 5-29) de la nappe géosynthétique pour un chargement de surface $F=20$ kN (Figure 5-27).

Comme le montre la Figure 5-28, les déplacements verticaux du renforcement bi-raideur restent inchangés quand on considère l'embuvage bloqué, alors que les déplacements horizontaux diminuent (valeur négative correspondant à un déplacement vers la gauche qui diminue de 25 mm à 15 mm)

pour une longueur d'ancrage qui augmente. Ce dernier aspect se confirme en observant les déformations (Figure 5-29).

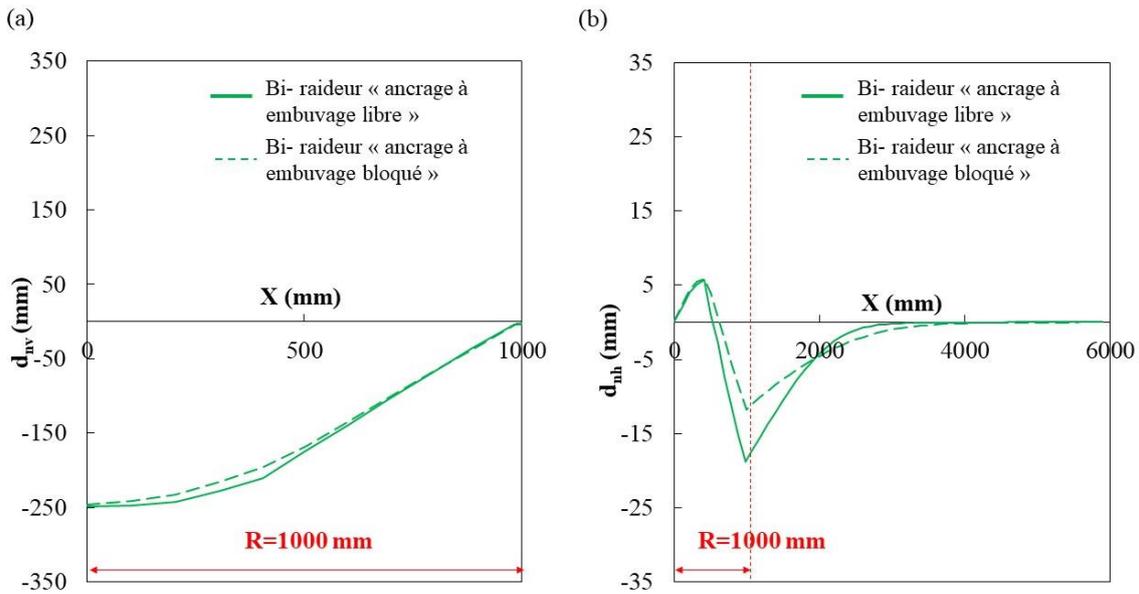


Figure 5-28. Déplacements verticaux d_{nv} (a) et horizontaux d_{nh} (b) pour $F=20$ kN. Comparaison entre le renforcement bi-raideur avec $J_1=750$ kN/m- $J_4=2500$ kN/m sur l'ensemble de la nappe (ligne continue) et celui du bi-raideur actif seulement au-dessus de la cavité (ligne pointillée)

La valeur maximale de déformation obtenue au-dessus de la cavité est obtenue pour le bi-raideur dont l'embuvage est bloqué (valeur de 2,4% contre 2,2% pour le bi-raideur avec embuvage) alors que dans les zones d'ancrage les déformations sont plus faibles lorsqu'une rigidité élevée est considérée à l'extérieur de la cavité. Ce comportement déjà évident à l'effondrement du bloc de sol cohésif ($F=16,7$ kN), reste confirmé pour une charge de 20 kN.

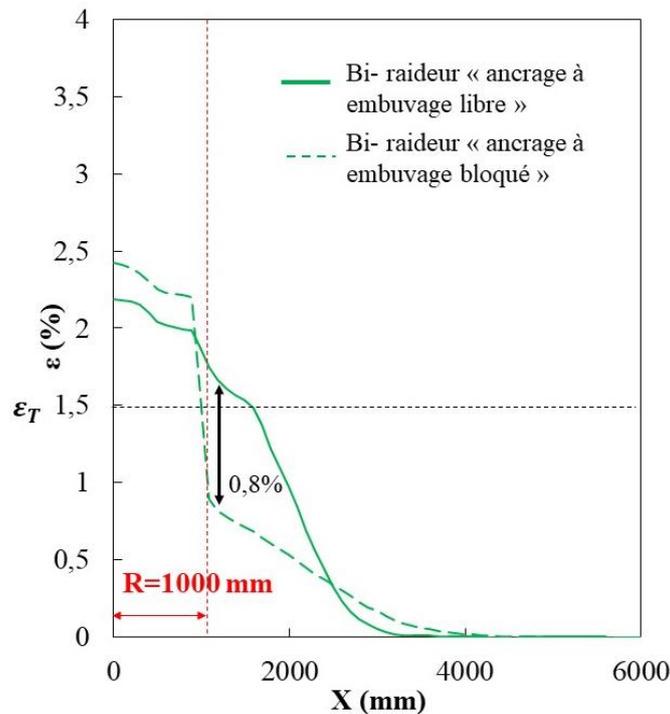


Figure 5-29. Déformation ε pour $F=20$ kN. Comparaison entre le renforcement bi-raideur avec $J_1=750$ kN/m- $J_4=2500$ kN/m sur l'ensemble de la nappe (ligne continue) et celui du bi-raideur actif seulement au-dessus de la cavité (ligne pointillée).

L'analyse du comportement du géosynthétique bi-raideur inversée dans les zones d'ancrage permet de conclure que s'il s'avère que dans la réalité l'embuvage du géosynthétique bi-raideur est réellement bloqué par confinement, la capacité du géosynthétique à servir à la fois de système d'alerte et de sécurisation du site n'est pas remise en cause. En effet, même si au-dessus de la cavité les déformations sont augmentées lorsque les fibres sont bloquées, les déplacements verticaux sont peu affectés compte tenu que les déplacements horizontaux au bord de la cavité sont réduits et ce même si la longueur d'ancrage est augmentée (mais là encore de façon raisonnable).

5.5 Adaptation de la méthode d'Huckert pour les cavités localisées

Les informations et données que l'étude paramétrique a fournies vont permettre d'enrichir la méthode analytique de Huckert (2015), initialement proposée et validée pour des problèmes en déformation plane, à un problème tridimensionnel comme celui des cavités localisées. En effet, les cinématiques d'effondrement obtenues précédemment correspondent assez bien aux hypothèses de base de la méthode analytique (section 4.5.2). Les géométries de l'effondrement nécessaires à l'utilisation des formules analytiques sont déduites des champs de déplacements des sphères du remblai des modèles numériques obtenus dans la section 5.4.2 (influence de la hauteur du sol) et 5.4.3 (influence de la taille de la dalle de charge) lors l'effondrement du bloc de sol (Figure 5-30).

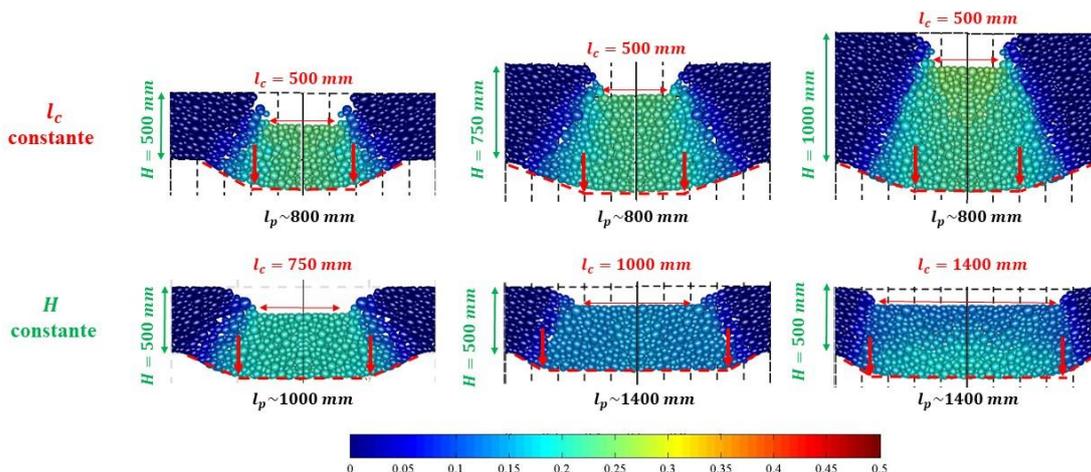


Figure 5-30. Champ de déplacement des sphères du remblai à l'effondrement du bloc de sol cohésif. Géométries déformées de la nappe géosynthétique pour différentes hauteurs de remblai et largeurs de la dalle de chargement

Comme la Figure 5-30 le montre, un bloc de sol d'apparence rigide et indéformable vient en appui sur la nappe géosynthétique. Sur la bande centrale de la nappe située dans l'axe de la cavité, l'hypothèse faite pour le problème bidimensionnel d'une géométrie déformée de la nappe sous la forme de segments droits lors de l'effondrement peut être retenue comme également valide dans le cas 3D. On observe en effet sur la Figure 5-30 que la partie inférieure de la nappe reste plate au centre de la cavité sur une longueur l_p qui augmente principalement en fonction de la taille de la dalle de chargement (l_c), mais qui reste à peu près constante en fonction de la hauteur H du remblai.

Pour rappel, le schéma d'équilibre des efforts qui s'exercent sur la nappe géosynthétique est représenté sur la Figure 5-31. L'équation de base à résoudre pour le calcul de l'effort de traction T_H (équation 2.47 du chapitre 2 ou 4.1 du chapitre 4) adapté au cas tridimensionnel, est l'équation (5. 3). Les valeurs maximales de flèche f_{max} et de déformation ε_{max} de la nappe de renforcement sont obtenues par les équations (5. 4) à (5. 6).

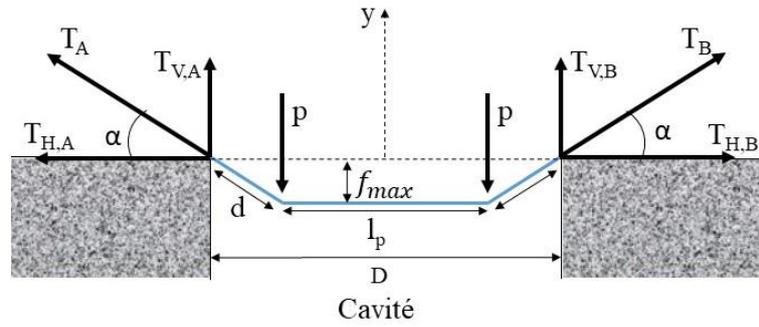


Figure 5-31. Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique (Huckert, 2015)

$$U_B + \left(\sqrt{1 + \left(\frac{p}{T_H} \right)^2} - 1 \right) (D/2 - l_p/2) = \frac{T_H}{J} \left[\left(1 + \left(\frac{p}{T_H} \right)^2 \right) (D/2 - l_p/2) + l_p/2 \right] \quad (5.3)$$

$$f_{max} = \frac{p}{T_H} (L/2 - l_p/2) \quad (5.4)$$

$$T_{max} = T_H \sqrt{1 + \left(\frac{p}{T_H} \right)^2} \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{T_{max}}{J} \quad (5.6)$$

Les variables d'entrée nécessaires à la résolution de l'expression (5.3) sont déduites des résultats numériques (Tableau 5-16), à l'exception du diamètre D de la cavité qui reste est égal à 2 mètres. Plus précisément, les valeurs de l_p ont été mesurées sur le champ de déplacement vertical des sphères du remblai (Figure 5-30). Le déplacement horizontal U_B est la moyenne des résultats obtenus sur le bord de la cavité circulaire. F et T_c sont respectivement la force de chargement et le taux de charge persistant dans la cavité lors de l'effondrement.

Tableau 5-16. Synthèse des résultats numériques pour les différentes configurations testées

l_c (m)	H (m)	l_p (m)	U_B (m)	F (kN)	T_c
0,5	1	0,8	-0,0150	38,6	59,7
0,5	0,75	0,8	-0,0153	25,0	62,8
0,5	0,5	0,8	-0,0192	16,0	63,6
0,75	0,5	1	-0,0170	20,0	75,9
1	0,5	1,4	-0,0120	22,4	83,7
1,4	0,5	1,4	-0,0175	159,0	73,4

Les données du Tableau 5-16 permettent de dire que le taux de chargement T_c de la nappe au-dessus de la cavité (équation 3.24 au chapitre 3) pourrait être considéré constant et égal à 60% dans le cas où la largeur de la dalle de chargement l_c est égale à 500 mm. Pour les autres largeurs de la dalle de

chargement, le taux de chargement T_c de la nappe semble augmenter, cependant le nombre limité de calculs effectués ne permet pas de proposer une relation analytique entre le taux de chargement et les 2 paramètres que sont l_c et H . Pour les calculs analytiques menés par la suite, on utilisera directement les résultats numériques du Tableau 5-16.

Les valeurs de F et de T_c sont utilisées pour déterminer l'intensité de la charge $2p$ (exprimée en kN/m et supposée agir sur la bande centrale de la nappe située dans l'axe de la cavité) qui est nécessaire à la résolution de l'équation (5. 3). La détermination de la charge $2p$ qui agit sur la bande centrale de la nappe (portion de la nappe la plus sollicitée) n'est pas aisée dans le cas 3D car il faut prendre en considération une certaine diffusion des charges appliquées en surface et qui se reportent sur la nappe (sur une largeur de bande appropriée) et de les transcrire par des charges ponctuelles. On a donc été amené à faire des hypothèses et à évaluer leur pertinence par comparaison avec les résultats numériques. Dans le cas des renforcements mono-raideur et mono-directionnel (une seule direction de renforcement orientée dans la direction de la bande centrale de la nappe à dimensionner), la charge $2p$ définie par unité de largeur (en kN/m) peut être estimée (équation (5. 7) en considérant le poids du sol de remblai effondré sur la nappe v (en kN), l'intensité du chargement de surface F (en kN), le taux de chargement de la nappe T_c et la largeur équivalente l^{**} de la bande géosynthétique (de longueur $2R$) ou la charge est supposée agir. Le poids du sol effondré sur la nappe v est déterminé par l'équation (5. 8) en prenant en compte le poids spécifique du sol ($\gamma=17,7$ kN/m³), la hauteur du remblai (H) et la surface (S) (équation (5. 9) sur laquelle agit le poids du sol de remblai (Figure 5-31). La valeur de l^{**} à considérer dans l'équation (5. 7) est la largeur équivalente de la bande de longueur $2R$ dont la surface est égale à S (équation (5. 9)).

$$2p = \frac{v + F}{l^{**}} T_c \quad (5. 7)$$

$$v = S * \gamma * H \quad (5. 8)$$

$$S = l^* \sqrt{R^2 - \left(\frac{l^*}{2}\right)^2} + 2R^2 \arcsin\left(\frac{l^*}{2R}\right) \quad (5. 9)$$

$$l^{**} = S/2R \quad (5. 10)$$

Le choix de la largeur l^* de la bande géosynthétique à considérer dans le calcul est bien sûr crucial. Lorsque la dalle de chargement est de petite dimension et que la hauteur du remblai est faible, on observe un poinçonnement localisé du remblai.

On peut supposer dans ce cas que la surcharge et le poids du sol qui agit sur cette portion de nappe est repris en totalité par une bande de nappe de largeur l_c ($l^*=l_c$) (Figure 5-32.a). Si le remblai à une forte épaisseur ou que la dalle est plus grande on peut imaginer que la surcharge appliquée à la surface du remblai est diffusée dans l'épaisseur du remblai et qu'elle est transmise sur une bande de largeur plus importante que l_c . On peut par exemple supposer que la charge se diffuse de manière similaire

dans les directions longitudinales et transversales et que par conséquent $l^*=l_p$ (Figure 5-32.b). D'autres hypothèses peuvent être testées comme par exemple $l^*=D/2$ (Figure 5-32.c) ou une répartition uniforme de la charge (poids propre du remblai + surcharge) sur toute la cavité $l^*=D$ (Figure 5-32.d).

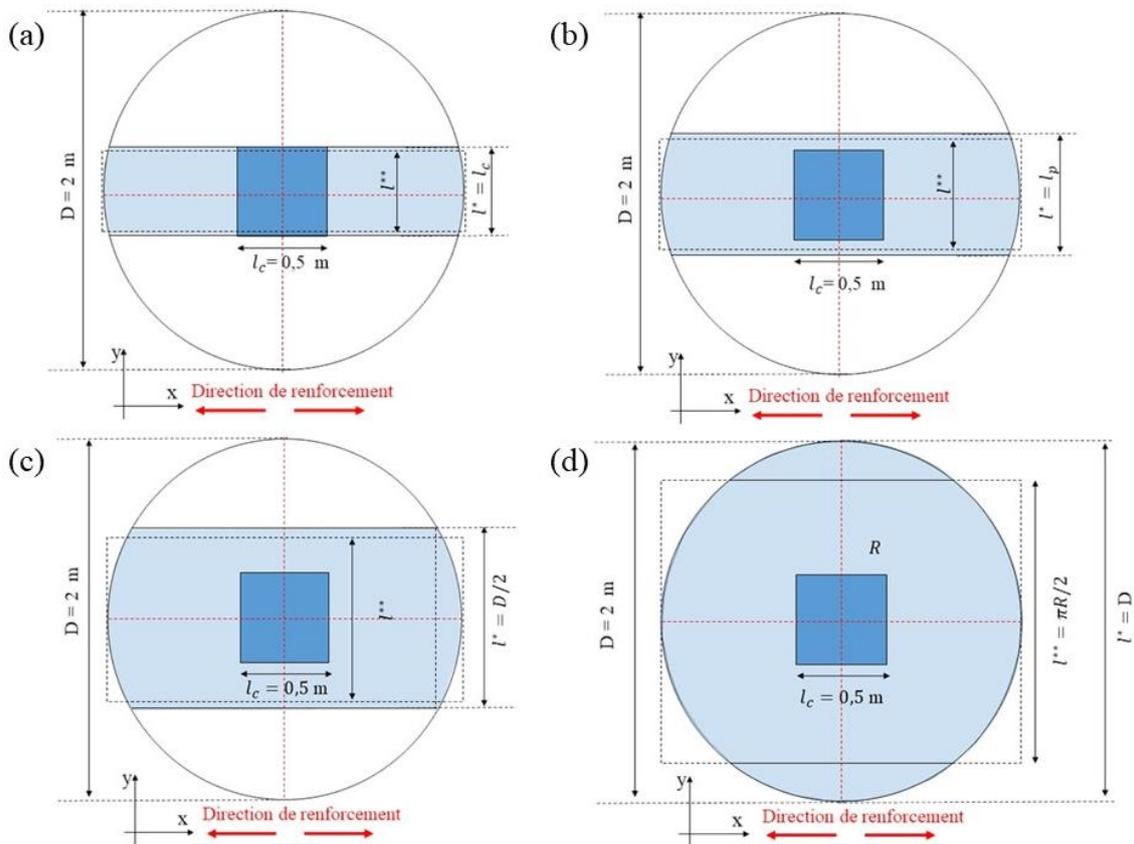


Figure 5-32. Hypothèse de diffusion de la charge pour le cas d'un renforcement mono-raideur et mono-directionnelle sur une largeur : (a) équivalente à celle de la dalle de chargement l_c , (b) équivalente à la largeur l_p , (c) d'une valeur de $D/2$ et (d) d'une valeur de D

Tableau 5-17. Données d'entrée et valeur de l'effort de chargement $2p$ (N/m)

l_c (m)	H (m)	F (kN)	T_c	$2p$ pour $l^* = l_c$ (kN/m)	$2p$ pour $l^* = l_p$ (kN/m)	$2p$ pour $l^* = D/2$ (kN/m)	$2p$ pour $l^* = D$ (kN/m)
0,5	1	38,6	59,7	67,7	50,7	45,2	35,8
0,5	0,75	25,0	62,8	48,4	36,9	33,09	26,7
0,5	0,5	16,0	63,6	31,8	24,3	21,9	17,7
0,75	0,5	20,0	75,9	34,2	29,3	29,3	23,1
1	0,5	22,4	83,7	34,4	29,5	34,4	26,8
<i>1,4</i>	<i>0,5</i>	<i>159,0</i>	<i>73,4</i>	<i>30,4</i>	<i>30,4</i>	<i>35,3</i>	<i>27,6</i>

Le cas extrême $l_c=1,4$ m (dont les valeurs ont été notées en italique) n'est pas pris en compte par la suite car les effets de bord dus à la dimension de la dalle de chargement semblent influencer très fortement les résultats numériques (mécanismes non conformes aux hypothèses de la formule analytique testée).

Les résultats analytiques sont résumés et comparés aux résultats numériques en termes de flèche f_{max} dans le Tableau 5-18 et de déformation ε_{max} dans le Tableau 5-19 et pour les quatre hypothèses prises en compte sur la diffusion de la charge : $l^* = l_c$ (Figure 5-32.a), $l^* = l_p$ (Figure 5-32.b), $l^* = D/2$ (Figure 5-32.c) et $l^* = D$ (Figure 5-32.d).

Tableau 5-18. Comparaison des résultats de la flèche f_{max} de la nappe géosynthétique entre les modèles analytiques proposés et le modèle numérique

l_c (m)	H (m)	f_{max} (cm)				Résultats numériques
		Résultats analytiques pour $l^* = l_c$	Résultats analytiques pour $l^* = l_p$	Résultats analytiques pour $l^* = D/2$	Résultats analytiques pour $l^* = D$	
0,5	1	23,9	22,2	21,6	20,4	22,8
0,5	0,75	22,0	20,6	20,1	19,2	23,2
0,5	0,5	20,9	19,9	19,6	18,9	24,0
0,75	0,5	18,6	18,0	18,0	17,2	21,1
1	0,5	12,8	12,4	12,8	12,1	16,0

Tableau 5-19. Comparaison des résultats de la déformation ε de la nappe géosynthétique entre les modèles analytiques proposés et le modèle numérique

l_c (m)	H (m)	ε_{max} (%)				Résultats numériques
		Résultats analytiques pour $l^* = l_c$	Résultats analytiques pour $l^* = l_p$	Résultats analytiques pour $l^* = D/2$	Résultats analytiques pour $l^* = D$	
0,5	1	3,04	2,44	2,23	1,85	1,80
0,5	0,75	2,34	1,89	1,73	1,46	1,70
0,5	0,5	1,61	1,29	1,18	0,98	1,50
0,75	0,5	1,63	1,44	1,44	1,18	1,45
1	0,5	1,46	1,29	1,46	1,19	1,15

En observant le Tableau 5-18, on peut conclure que les résultats analytiques de flèche f_{max} obtenus avec $l^* = l_c$ et $l^* = l_p$ sont ceux qui se rapprochent le plus des résultats numériques.

Les déplacements verticaux de la nappe obtenus numériquement ne sont pas constants au centre de la cavité (contrairement à l'hypothèse formulée dans la méthode analytique) ce qui explique que les flèches f_{max} déterminées numériquement soient légèrement supérieures aux valeurs analytiques calculées. Le modèle analytique proposé semble néanmoins pertinent car il est capable de reproduire la diminution de la flèche avec l'augmentation de la dimension de la dalle de charge l_c , phénomène déjà observé avec le modèle numérique.

Les valeurs analytiques de déformation ε_{max} (Tableau 5-19) obtenues avec $l^* = l_c$ et $l^* = l_p$ sont également celles qui se rapprochent le plus des résultats numériques. Comme précédemment, le fait que la déformée de la nappe géosynthétique ne puisse pas être approchée par des segments de droites explique les disparités obtenues entre les résultats numériques et expérimentaux. Néanmoins dans une approche d'ingénierie, la méthodologie proposée permet d'approcher raisonnablement le comportement du remblai cohésif lors de son effondrement sur la nappe. Certains points d'amélioration sont encore possibles qui nécessitent des simulations numériques complémentaires, comme la détermination des valeurs du report de charge T_c , de la charge de rupture F ou de la longueur de diffusion de la charge l_p en fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques du remblai.

5.6 Conclusions

Ce chapitre est dédié à l'analyse des mécanismes d'effondrement des cavités localisées sous des remblais cohésifs renforcés par géosynthétiques.

Les expérimentations en vraie grandeur réalisées dans le cadre du projet REGIC ont permis d'enrichir les connaissances actuelles, relatives à l'emploi d'un géosynthétique mono-raideur, sur les mécanismes de rupture du sol cohésif. Un nouveau produit de renforcement présentant une double raideur (qui constitue un dispositif d'alerte et de détection des cavités tout en conservant un potentiel de sécurisation fort) a également été testé. Les principaux résultats de cette campagne, qui ont été utilisés pour la modélisation numérique, ainsi que les essais de caractérisations des matériaux du site ont été présentés (essais de flexion quatre points et essais triaxiaux).

Les observations et résultats expérimentaux ont ensuite été utilisés pour la validation du modèle numérique, déjà éprouvé dans le cadre du chapitre 4, mais adapté ici au cas des cavités circulaires. Malgré les difficultés rencontrées sur le chantier de la Tour du Pin (absence de certaines mesures expérimentales) et les imperfections du modèle numérique déjà évoquée au chapitre 4, on peut cependant admettre que le modèle numérique reste un outil pertinent. La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques en termes de déflexions, de déformations de la membrane, et de contraintes verticales, a globalement confirmé la validité du modèle numérique.

Une étude paramétrique a été menée, dans un premier temps, dans le contexte d'un renforcement mono-raideur et d'un remblai de faible épaisseur ($H/D \leq 0,5$) en faisant varier la hauteur de la couche de sol et la taille de la dalle de chargement. Des informations précises quant au mécanisme d'effondrement ont été obtenues : géométrie du bloc de sol effondré, taux de chargement de la nappe, déformations et déplacements verticaux de la nappe au-dessus de la cavité et déplacements horizontaux de la nappe dans les zones d'ancrage. Ces données ont, entre autre, été essentielles pour analyser la pertinence de la méthode analytique proposée.

Dans un deuxième temps l'étude paramétrique a permis d'investiguer le comportement d'un géosynthétique de renforcement bi-raideur, produit innovant breveté par l'entreprise Afitexinov, et de comparer ses performances à celles d'autres renforcements mono-raideur de différentes rigidités. L'étude a permis de conclure que le renforcement bi-raideur (de raideurs respectives 750 et 2500 kN/m) remplit correctement la fonction pour laquelle il a été conçu : les déformations initiales à l'ouverture de la cavité, plus importantes que celles d'un renforcement classique, permettent d'activer le signal d'alerte transmis par les fibres optiques, alors que la forte raideur mobilisée ultérieurement permet d'assurer des déflexions globales de la nappe et des tassements de surface équivalents en intensité à ceux obtenus avec des renforcements mono-raideur présentant une rigidité J comprise entre 1250 kN/m et 1500 kN/m. Le comportement particulier du renforcement bi-raideur dans les zones d'ancrage a été étudié en supposant que le renforcement bi-raideur peut être altéré dans les zones d'ancrages par le confinement du sol et le blocage des fibres de l'embuvage. Même si des observations expérimentales ultérieures, bien que complexes, permettraient très certainement d'enrichir la connaissance du comportement du géosynthétique bi-raideur dans les zones d'ancrage, l'analyse numérique menée avec le géosynthétique bi-raideur dans des conditions d'embuvage bloqué semble confirmer l'efficacité du nouveau produit. En effet, malgré des valeurs de déformation et de déplacement horizontal différentes au-dessus de la cavité et dans les zones d'ancrage, celles-ci se compensent et donnent in fine des déplacements verticaux de la nappe assez semblables. On peut conclure de cette étude que le comportement du bi-raideur dans les zones d'ancrage (rigidité faible compte tenu des faibles déformations observées dans cette zone) ne remet pas en cause le bon fonctionnement d'un géosynthétique bi-raideur dans le cadre des remblais renforcés en zones sujettes à effondrements localisés. Lorsqu'il est correctement dimensionné (définition adéquate des deux raideurs et de la zone de transition) le géosynthétique bi-raideur peut s'avérer tout aussi efficace qu'un géosynthétique mono-raideur, voir plus efficace, si sa deuxième raideur est correctement

dimensionnée. In fine le gain technologique lié à ce type de renforcement, qui permet la préservation des biens et des personnes en tant que dispositif d'alerte et de sécurisation, est à mettre en correspondance avec les difficultés techniques et les coûts nécessaires à sa fabrication.

Concernant la méthode de dimensionnement, les résultats numériques de l'étude paramétrique ont permis de valider et d'adapter la méthode analytique d'Huckert au problème 3D (cavité circulaire). Les grandeurs l_p , U , F et T_c sont, à l'heure actuelle, issues des résultats du modèle numérique. La comparaison des résultats analytiques avec ceux issus du calcul numérique en termes de flèche f_{max} et de déformation ε_{max} de la membrane montrent que les hypothèses les plus réalistes nécessaires à la détermination de la charge $2p$ résident dans l'utilisation de l_c ou de l_p . Malgré les hypothèses fortes faites pour l'établissement de la méthode analytique de dimensionnement et les imprécisions de la modélisation numérique, les valeurs analytiques obtenues sont du même ordre de grandeur que les résultats numériques. Afin de considérer la méthode analytique valide dans le contexte des cavités localisées, une étude plus approfondie, visant à préciser les valeurs des paramètres d'entrée (en fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques du remblai) et à étudier leur influence sur les résultats finaux en termes de flèche f_{max} et de déformation ε_{max} , est certainement à prendre en compte dans le futur. L'adaptation de la méthode analytique pour des renforcement bi-raideur ou pour des nappes géosynthétiques renforcées dans plusieurs directions restent un challenge à relever.

Pour conclure, les aspects traités dans ce chapitre permettent de répondre à des questionnements concrets parfaitement en ligne avec l'objectif principal du projet REGIC : comprendre le comportement du géosynthétique bi-raideur afin d'optimiser son dimensionnement et évaluer sa performance sur le terrain.

Capitolo 6 : Conclusion générale et perspectives du mémoire de thèse

De nombreux travaux de recherche ont été menés ces dernières années pour développer des solutions préventives permettant de réduire les risques, de perte en vies humaines et de dommages sur les infrastructures, associés à l'effondrement de cavités souterraines et à la remontée de fontis vers la surface. Aujourd'hui, il est avéré que les géosynthétiques représentent une solution intéressante d'un point de vue technique et économique pour renforcer le sol au-dessus des cavités. Placé à la base d'un remblai de faible épaisseur, un géosynthétique de renforcement permet le transfert de la charge verticale du sol qu'il soutient vers les zones stables situées sur le pourtour de la cavité. Les dommages aux infrastructures peuvent par conséquent être limités grâce à la réduction des tassements de surface.

Pour répondre efficacement aux besoins de renforcement, les caractéristiques du géosynthétique doivent être adaptées au type de sol auquel il est associé. Diverses actions de recherche ont permis d'étudier l'interaction entre des renforcements géosynthétiques et des remblais granulaires non cohérents. À l'heure actuelle, les études menées dans le cas d'un sol cohésif (formulation analytique proposée par Huckert (2015) et campagne expérimentale menée sur un dispositif à la trappe par Hassoun (2019)) peuvent être considérées comme préliminaires et très partielles.

Le besoin d'améliorer la compréhension du mécanisme de rupture d'un remblai cohésif renforcé par géosynthétique et d'établir des méthodes de dimensionnement pour la justification des renforcements de sol au-dessus des cavités, a conduit le consortium formé par le laboratoire 3SR, l'INERIS et l'entreprise AFITEXINOV à initier en 2017 le projet REGIC bénéficiant d'un financement de l'ADEME (*Renforcement par Géosynthétique Intelligent sur Cavités naturelles ou anthropiques*). Le projet s'est fixé comme objectif principal de développer et de valider l'emploi d'un géosynthétique innovant, à double raideur, instrumenté par des fibres optiques, et adapté aux remblais cohésifs de faible épaisseur situés en zones sujettes à effondrements localisés. Dans ce cadre, des modélisations numériques et des expérimentations sur modèle réduit et en vraie grandeur ont été conjointement menées.

La présente thèse, financée et réalisée dans le cadre du projet REGIC, avait pour objectif essentiel la compréhension des mécanismes d'effondrement d'un remblai de sol cohésif de faible épaisseur renforcé par une nappe géosynthétique au-dessus de cavités. L'approche scientifique adoptée a consisté à proposer une démarche de modélisation numérique avancée (modélisation par éléments discrets et éléments finis) et à confronter les résultats numériques aux résultats des expérimentations à la petite échelle et en vraie grandeur.

Dans ce dernier chapitre, on se propose de faire un bilan des principales conclusions obtenues que ce soit pour les expérimentations, la modélisation numérique ou encore pour la formulation analytique d'une méthode de dimensionnement établie dans le contexte des mécanisme d'effondrement des couches de sol cohésif renforcé par géosynthétique au-dessus des cavités (géométrie 2D et 3D).

- *Les expérimentations en laboratoire et en situ*

La campagne expérimentale de laboratoire, menée sur le dispositif à la trappe (longueur de 0,20 m) qui simule à l'échelle réduite l'ouverture des cavités en 2D (type tranchée) et leur chargement juste à

la rupture, a été nécessaire pour combler les manques d'informations et les imprécisions de la campagne expérimentale conduite par Hassoun (2019). Trois épaisseurs de la couche de sol cohésif ont été prises en compte : 0,05 m, 0,10 m et 0,15 m. Le chargement du remblai, effectué au moyen d'un vérin relié à un capteur de force, a permis d'obtenir des valeurs de force à rupture plus précises que celles obtenues lors de la précédente campagne expérimentale. Une comparaison entre les résultats des deux campagnes expérimentales en termes de force de rupture et de déflexion de la membrane a permis de conclure que le mécanisme de rupture du remblai se manifeste par un bloc de sol rigide de forme trapézoïdale qui se détache de la couche de sol. Les expérimentations menées avec différentes densités et teneurs en eau du sol ont permis de comprendre que la densité de compactage n'influence pas réellement le mécanisme de rupture. En revanche, si l'instant où se produit la rupture de la couche de sol apparaît clairement pour un sol présentant une teneur en eau inférieure ou égale à la teneur en eau optimale de compactage (comportement fragile), la rupture est plus difficile à identifier, aussi bien sur les courbes de chargement qu'au travers des lignes de rupture, lorsque la teneur en eau est supérieure à l'optimum (comportement ductile).

La campagne expérimentale en vraie grandeur d'ouverture de cavité sous plateformes renforcées par géosynthétique (remblais de 0,5 m et 0,75 m d'épaisseur), a été réalisée à la Tour du Pin (diamètre maximum de 2 m). Lorsque la rupture n'a pas atteint sous poids propre, le remblai a été chargé en surface jusqu'à effondrement de la couche de sol cohésif. Cette campagne a permis de tester des renforcements par géosynthétique mono-raideur classiques mais aussi des géosynthétiques bi-raideur inversée équipés du dispositif d'alerte par fibres optiques. Seules les planches d'essais mises en œuvre avec le sable chaulé ont été analysées numériquement. La caractérisation en laboratoire du sable chaulé, par des essais triaxiaux et de flexion, a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques nécessaires à la modélisation numérique. Il a été observé que la résistance en traction n'est pas liée seulement à des conditions de densité sèche et teneur en eau mais aussi au temps de cure et aux conditions de cure. Malgré la variabilité des résultats liée notamment à un compactage hétérogène en plan et profondeur du sol cohésif, ceux-ci ont été utilisés pour une opération de rétro-analyse numérique. La campagne a permis d'enrichir les connaissances sur le mécanisme de rupture du sol cohésif renforcé par des géosynthétiques mono-raideur classiques, elle a aussi permis de valider le concept de renforcement bi-raideur (qui constitue un dispositif d'alerte et de détection des cavités tout en assurant un potentiel de sécurisation fort).

- *Les travaux numériques*

L'outil numérique, développé et utilisé pour l'analyse des mécanismes de rupture de la couche de sol cohésif au-dessus des cavités naturelles ou anthropiques, est basé sur un couplage entre éléments discrets et éléments finis. Le modèle numérique de référence représente en 3D la couche de remblai cohésif, le support de base pour créer l'ouverture des cavités, la nappe géosynthétique et une dalle de chargement en surface. Il permet d'acquérir de nombreux résultats : déplacements verticaux et horizontaux, déformations et tensions de la nappe géosynthétique, force de rupture, tassement de la surface du remblai, contraintes transmises sur la nappe géosynthétique et transfert de charge).

En phase préliminaire, le modèle numérique a été utilisé pour effectuer le prédimensionnement des expérimentations mises en œuvre sur le site de la Tour du Pin dans le cadre du projet REGIC. Ces simulations numériques ont permis de définir les caractéristiques de résistance pour le remblai cohésif, de déformabilité pour la nappe géosynthétique et de vérifier le protocole de chargement.

Ensuite, les caractéristiques géométriques du dispositif expérimental à la trappe ont été utilisées pour une première validation de la modélisation numérique couplée éléments discrets- éléments finis. L'interaction entre les particules discrètes du remblai a été modélisée dans un premier temps avec la loi de Mohr Coulomb. La comparaison des résultats expérimentaux et numériques a permis de

conclure que globalement le modèle numérique permet de reproduire correctement le mécanisme d'ouverture d'une cavité sous un remblai cohésif renforcé ainsi que l'ordre de grandeur de la force de rupture et des déformations de la nappe. Afin d'améliorer la modélisation d'un matériau cohésif, le critère de Delenne a été utilisé et testé dans le cas $H=0,05$ m. La comparaison des deux critères de rupture confirme la richesse de ce dernier : la force de rupture à l'effondrement étant plus proche des résultats expérimentaux notamment lorsque le jeu de paramètres de la modélisation numérique est calibré au mieux avec les résultats de la campagne de caractérisation des matériaux. Les trois scénarii de comportement post-rupture, analysés avec le critère de Delenne, ont permis de comprendre qu'il est préférable de se diriger vers une rupture de type ductile (SCD) pour un matériau plastique et vers une stratégie SFC pour un matériau fragile, ce qui pour une même densité sèche dépend de la valeur de la teneur en eau par rapport à l'optimum.

La géométrie du modèle numérique a ensuite été adaptée aux expérimentations en vraie grandeur d'ouverture de cavités localisées. La comparaison avec les résultats de la campagne de la Tour du Pin sur le sable chaulé en termes de déflexions, de déformations de la membrane et de contraintes verticales a encore confirmé la validité du modèle numérique (malgré la variabilité du comportement du sol compacté sur site déjà mentionnée). Les comportements des remblais cohésifs renforcés par la nappe géosynthétique « mono-raideur » et « bi-raideur » sont également bien reproduits par le modèle numérique.

Sur la base de ce modèle numérique, une première étude paramétrique, menée dans le contexte d'un renforcement mono-raideur et d'un remblai de faible épaisseur ($H/D \leq 0,5$) en faisant varier la hauteur de la couche de sol et la taille de la dalle de chargement, a donné des informations précises quant au mécanisme d'effondrement : géométrie du bloc de sol effondré, taux de chargement de la nappe, déformations et déplacements verticaux de la nappe au-dessus de la cavité et déplacements horizontaux de la nappe dans les zones d'ancrage.

La deuxième étude paramétrique qui compare le comportement d'un géosynthétique de renforcement bi-raideur avec plusieurs géosynthétique mono-raideur a permis de conclure que le nouveau produit remplit correctement la fonction pour laquelle il a été conçu. En effet, les déformations initiales à l'ouverture de la cavité, plus importantes que celles d'un renforcement classique, permettent d'activer le signal d'alerte, alors que la forte raideur mobilisée ultérieurement permet de limiter les déflexions globales de la nappe et les tassements de surface. L'analyse numérique menée avec le géosynthétique bi-raideur dans des conditions d'embutage bloqué semble confirmer l'efficacité du nouveau produit dans ces conditions limites.

- *Les calculs analytiques*

Concernant la méthode de dimensionnement, la confrontation des résultats analytiques et numériques obtenus dans le contexte du remblai cohésif sous cavités de type tranchée (problème en 2D) amène à conclure que, quand les valeurs des données d'entrée sont correctement évaluées, la méthode analytique proposée par Huckert (2015) peut être retenue comme outil tout à fait acceptable dans un contexte de projet réel pour le dimensionnement d'un remblai cohésif renforcé par géosynthétique et sujet à effondrement.

Dans un deuxième temps, les résultats numériques de l'étude paramétrique menée avec des cavités circulaires, ont permis d'analyser la possible d'adaptation de la méthode analytique d'Huckert au problème 3D. Les résultats de la modélisation numérique ont montré que sur la bande centrale de la nappe située dans l'axe de la cavité, l'hypothèse faite pour le problème bidimensionnel d'une géométrie déformée de la nappe sous la forme de segments droits lors de l'effondrement peut être retenue comme également valide dans le cas 3D. La détermination de la charge qui agit sur la bande centrale de la nappe n'est pas aisée dans le cas 3D car il faut prendre en considération une certaine

diffusion des charges et les transcrire par des charges ponctuelles. Plusieurs configurations ont été testées qui montrent que, pour les hauteurs de remblais testées, la surcharge appliquée en surface se reporte majoritairement sur une bande de nappe de largeur égale voir légèrement supérieure à la largeur de la dalle de chargement. Dans ces conditions, le modèle analytique proposé a montré qu'il permettait d'appréhender raisonnablement les déplacements et les déformations de la nappe géosynthétique.

Perspectives

La rétro-analyse des expériences en laboratoire ou en vraie grandeur ainsi que les résultats issus de la modélisation numérique sont autant d'informations utiles au projet REGIC pour comprendre, le comportement des remblais cohésifs renforcés soumis à effondrement localisé, et pour améliorer et justifier l'utilisation dans un contexte de prévention et de sécurisation du produit innovant qui a été testé. Toutefois, on peut imaginer d'améliorer et de poursuivre le travail effectué pendant la thèse à la fois par des actions immédiates mais aussi dans des perspectives à plus long terme.

Parmi les actions à court terme à engager, il est vraisemblablement possible d'améliorer la calibration du modèle numérique en ce qui concerne le comportement du sol. En effet, dans le contexte des ouvertures de cavités de type tranchée à la petite échelle, si les résultats numériques et expérimentaux sont relativement proches pour le modèle numérique avec $H=0,05$ m, les valeurs calculées sont plus élevées pour $H=0,10$ m et $H=0,15$ m. Le modèle de Delenne est apparu comme le critère pour lequel la valeur de résistance en traction macroscopique se rapproche au mieux de la résistance en traction réelle du sol utilisé lors des expérimentations. Probablement, des essais expérimentaux de caractérisation complémentaires, ainsi qu'une étude paramétrique numérique plus approfondie, seraient nécessaires, avant de généraliser son utilisation. D'un point de vue expérimental, et en ce qui concerne l'analyse du comportement du géosynthétique bi-raideur inversé, il est nécessaire de clarifier son comportement dans la zone d'ancrage notamment par des expériences de frottement en conditions confinées.

Dans l'optique d'un travail à plus long terme, il serait certainement nécessaire d'enrichir les campagnes expérimentales, notamment dans le contexte des ouvertures de cavités en vraie grandeur. Les mesures obtenues lors de la campagne menée sur le site de la Tour du Pin sont d'un point de vue qualitatif enrichissantes mais l'utilisation d'un autre type de sol cohésif aiderait sûrement à compléter les observations et tendance qui ont été obtenues. Sur la base des conclusions des modélisations numériques, il serait également judicieux, à des fins comparatives, que les géosynthétiques mono-raideur et bi-raideur inversée mis en œuvre soient dimensionnés de manière à obtenir des niveaux équivalents de sécurité ou de déplacements de surface après rupture. Dans le contexte des ouvertures de cavités à la petite échelle, la campagne expérimentale est très riche à l'état actuel. Toutefois, de nouveaux essais pourraient servir à clarifier le comportement à la rupture des remblais pour différentes valeurs de la teneur en eau. Un dispositif de mesure et d'analyse permettant d'accéder à des valeurs précises des déplacements du géosynthétique dans les zones d'ancrage serait également à développer. Dans le même temps, on peut imaginer d'étendre la modélisation à des cas de charge plus complexes comme les charges cycliques et/ou roulantes à la surface du au remblai

Pour l'adaptation de la méthode analytique au cas des cavités localisées, les données d'entrée sont issues, à l'heure actuelle, des résultats du modèle numérique. Afin de rendre la méthode analytique plus opérationnelle dans le contexte des cavités localisées, une étude plus approfondie, visant à préciser les valeurs des paramètres d'entrée (en fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques du remblai) semble nécessaire. L'adaptation de la méthode analytique pour des nappes géosynthétiques renforcées dans plusieurs directions ou pour le renforcement bi-raideur restent également des pistes à explorer.

Références bibliographiques

- Allen M. P., Tildesley D. J. (1987). How to analyse the results. *Computer Simulation of Liquids*. Oxford University Press.
- Aubertin M., Li L., Arnoldi S. (2003). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and rock America*, 1, pp. 1157 - 1164.
- Blivet J. C., Khay M., Villard P., Gourc J. P. (2000). Experiment and design of geosynthetic reinforcement to prevent localized sinkholes. *ISRM International Symposium*, pp. 1 - 6.
- Bonaparte R., Berg R. R. (1987). The use of geosynthetics to support roadways over sinkhole prone areas, *Proceedings of the 2nd Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Environmental Impacts of Karst, Orlando FL. Karst Hydrogeology Engineering and Environmental Application, Beck & Wilson, Balkema, Rotterdam*, pp. 437 - 445.
- Briançon L., Nancey A., Villard P., Voet M. (2004). Geodetect : un système d 'alerte et de prévention des effondrements souterrains. Geodetect : alert and preventive system sinkholes over underground cavities for localised. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur*, pp. 339 - 346.
- Briançon L., Villard P. (2008). Design of geosynthetic-reinforced platforms spanning localized sinkholes. *Geotextiles and Geomembranes*, 26 Issue 5, pp. 416 – 428.
- Briançon L., Girard H., Gourc J. P. (2011). A new procedure for measuring geosynthetic friction with an inclined plane. *Geotextiles and Geomembranes*, 29 Issue 5, pp. 472 – 482.
- Bridle R. J., Jenner C. G. (1997). Polymer geogrids for bridging mining voids. *Geosynthetics International*, 4, pp. 33 - 50.
- Bruhier J., Sobolewski J. (2000). Protection of road and railways embankments against collapse involved by sinkhole. *Proceedings of the 2nd European Conference on Geosynthetics, Bologna*, pp. 299 - 307.
- British Standard B. (2010). Standard Publication Code of practise for strengthened/reinforced soils and other fills, *ISBN 940005429*, pp. 1 - 21.
- Chareyre B., Villard P. (2002). Discrete element modeling of curved geosynthetic anchorages with known macro-properties. *First International PFC Symposium*, pp. 197 - 203.
- Chareyre B., Villard, P. (2005). Dynamic Spar Elements and DEM in 2 - dimensions for the modelling of soil - inclusion problems. *Journal of Engineering Mechanics - ASCE*, 131(7), pp. 689 - 698.
- Chen C., McDowell G. R., Thom N. H. (2012). Discrete element modelling of cyclic loads of geogrid-reinforced ballast under confined and unconfined conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 35, pp. 76 - 86.
- Chen R. X., Zhu, B., Chen Y. M., Chen R. P. (2010) Modified Terzaghi loosening earth pressure based on theory of main stress axes rotation. *Rock and Soil Mechanics*, 31, pp. 1402 - 1406.
- Chevalier B. (2008). Études expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application au renforcement de sols par inclusions rigides. *PhD dissertation, Université Joseph – Fourier - Grenoble I*.
- Chevalier B., Combe G., Villard P. (2012). Experimental and discrete element modeling studies of the trapdoor problem: Influence of the macro-mechanical frictional parameters. *Acta Geotechnica*, 7, pp. 15 - 39.

- Comité français des géosynthétiques. (2015), Définition, mise en œuvre et dimensionnement des géosynthétiques. *Le Moniteur*, 5811, pp. 1–40.
- Cook D. S. (1990). Design of road embankments over mineral workings using high strength geotextile membranes. *Proceedings of the conference “Reinforced embankments, Theory and Practice in the British Isles”*, Cambridge, London, pp. 157 – 167.
- Cundall P. A. (1971). 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, I*.
- Delenne J.-Y. (2002). Milieux granulaires à comportement solide. Modélisation, analyse expérimentale de la cohésion, validation et application. *Thèse de doctorat, Université Montpellier II*.
- Delmas P. (1979). Sols renforcés par géotextiles - Premières étude. *Thèse de doctorat, Université scientifique et Médicale de Grenoble*.
- Donze F. V., S.-A. Magnier. (1997), Spherical Discrete Element Code. *Discrete Element Project Report, 2, Geotop, Université du Québec a Montreal*.
- EBGEO. (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements - EBGEO. *German Geotechnical Society Berlin*.
- Esterhuizen J. J., Fliz G. M., Ducan J. M. (2001). Constitutive behaviour of geosynthetics interfaces. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127, pp. 834 - 840.
- Feng S. J., Lu S. F. (2015). Deformation analysis of a geosynthetic material subjected to two adjacent voids. *Geotextile and geomembranes*, 43, pp. 317 - 331.
- Giraud H. (1997). Renforcement des zones d’effondrement localise - Modélisations physique et numérique. *Thèse de doctorat, Université Grenoble I – Joseph Fourier*.
- Giroud J. P. (1995). Determination of Geosynthetic Strain Due to Deflection. *Geosynthetics International*, 2 (3), pp. 635–641.
- Giroud J. P., Bonaparte R., Beech J. F., Gross B. A. (1990). Design of soil layer - geosynthetic systems overlying voids. *Geotextiles and Geomembranes*, 9 (1), pp. 11–50.
- Giroud J. P., Bonaparte R., Beech J. F., Gross B. A. (1988). 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.
- Gorniak J., Villard P., Delmas P. (2016). Coupled discrete and finite element modeling of geosynthetic tubes filled with granular material. *Geosynthetics International*, 23, pp. 1 - 19.
- Gourc J. P., Villard P. (2000). Reinforcement by Membrane Effect: Application to Embankments on Soil Liable to Subsidence. *Proceedings of the 2nd Asian Geosynthetics Conference*, 1, pp. 55 - 72.
- Handy R. L. (1985). The Arch in Soil Arching. *Journal of Geotechnical Engineering. American Society of Civil Engineers*, 111 (3), pp. 302–318.
- Hassoun M. (2019). Modélisation physique du renforcement par géosynthétique des remblais granulaires et cohésifs sur cavités. *Thèse de doctorat, Communauté Université Grenoble Alpes*.
- Hassoun M., Villard P., Al Heib M., Emeriault F., (2018). Soil Reinforcement with Geosynthetic for Localized Subsidence Problems : Experimental and Analytical Analysis. *International Journal of Geomechanics*, 18 (10), pp. .
- Huckert A. (2015). Approche expérimentale du dimensionnement d’une couche de sol traité renforcée par géosynthétique sur cavités potentielles. *Thèse de doctorat, Université Grenoble Alpes*.

- Huckert A., Garcin P., Briançon L., Auray G. (2014). Experimental and numerical approaches of the design of geotextile - reinforced embankments prone to sinkholes. *10th International Conference on Geosynthetics*, 21.
- Kempton G. T., Lawson C. R., Jones C. J. F. P., Demerdash M. et al. (1996). The use of geosynthetics to prevent the structural collapse of fills over areas prone to subsidence. *Proceedings of EUROGEO I, Maastricht, Netherlands*, pp. 317 - 324.
- Kezdi A. (1975). Lateral earth pressure. *Foundation Engineering Handbook*, Eds. Winterkorn H. F. & Fang H. Y., Van Nostrand Reinhold Company, New York, pp. 197 - 220.
- Kinney T. C., Billy C. (1987). Geosynthetics Supporting Embankments over Voids. *Journal of Cold Regions Engineering. American Society of Civil Engineers*, 1 (4), pp. 158 - 170.
- Koerner R. M. (2005) Designing with Geosynthetics. *Fifth Edition. Person Education*,
- Le Hello B. (2007). Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. *Thèse de doctorat, Université Grenoble I – Joseph Fourier*.
- Marston, A. and Anderson, A. O. (1913) The theory of loads on pipes in ditches : and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe. Ames, Iowa: Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts.
- Moreau M. J. J. J. (1992). Unilaterality and dry friction in the dynamics of rigid body collections. *Proceedings of Contact Mechanics International Symposium*, pp. 31–48.
- Nancey A., Delmas P. (2019). Renforcement de base de remblais sur zone à risque d’effondrement-nouvelle norme XP G 38063 – 2. *12ème Rencontres Géosynthétique, Nancy, France*, pp. 233 - 240.
- Paul A. (2004). Geosynthetic overbridging systems in areas prone to subsidence -a state report of the German standardization. *Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference, Munich*, pp. pp. 477 - 481.
- Perrier H. (1983). Sol bicouche renforcé par géotextile. *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*.
- Potts V. J. (2007). Geosynthetic Reinforced Fill as a Load Transfer Platform to Bridge Voids, *PhD dissertation, University of London*.
- Roscoe K. H. (1968). Soils and model test. *Journal of Strain Analysis. SAGE Publications*, 3 (1), pp. 57 - 64.
- Salot C. (2008). Modélisation du comportement mécanique d ’ un matériau granulaire composite par la méthode des éléments discrets. *Thèse de doctorat, Université Grenoble I – Joseph Fourier*.
- Schlosser, F. (1988). Eléments de Mécanique des sols. *Ecole nationale des ponts et chaussées*.
- Schlosser, F. Long N. T. (1974). Recent résultats in French research on reinforced earth. *Proceedings f the 3rd European Geosynthetics Conference, Munich*, pp. 483 - 487.
- Terzaghi K. (1943). Theoretical soil mechanics. *John Wiley & Sons, New York*.
- Tran V. D. H., Meguid M. A., Chouinard L. E. (2013). A finite–discrete element framework for the 3D modeling of geogrid–soil interaction under pullout loading conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 37, pp. 1 - 9.
- Vardoulakis I., Graf B., Gudehus G. (1981). Trap-door problem with dry sand: A statical approach based upon model test kinematics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5 (1), pp. 57 - 78.

- Viana P. M. F., Bueno B. S. (2002). Membrane action in geotextile laying on a void. *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, 1*, pp. 359 - 362.
- Villard P., Huckert A., Briançon L. (2016). Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: Numerical approach and design. *Geotextiles and Geomembranes*, 44 (3), pp. 381 - 395.
- Villard P., Chevalier B., Le Hello B., Combe G. (2009). Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetics. *Computers and Geotechnics*, 36 (5), pp. 709 - 717.
- Villard, P., Gourc, J.-P., & Blivet, J.-C. (2002). Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires. *Rev. Fr. Geotech.*, 99, 23–34.
- Villard P., Gourc J. P., Giraud H. (2000). A geosynthetic reinforcement solution to prevent the formation of localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (5), pp. 987 - 999.
- Weber J. (1966). Recherches concernant les contraintes intergranulaires dans les milieux pulvérulents. *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées* 20.
- Wittke W. Wittke M. (2004). Bridging sinkholes with geosynthetics design by 3D non – linear FE – analyses. *Proceedings of the 3rd European Geosynthetics Conference, Munich*, pp. 489 – 492.

Documents normatifs

- ASTM D 4595 – 86, 2001. Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method.
- NF EN 12224, 2002. Géotextiles et produits apparentés - Détermination de la résistance au vieillissement dû aux conditions climatiques.
- NF EN 13251, 2001. Géotextiles et produits apparentés - Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les travaux de terrassement, fondations et structures de soutènement.
- NF EN ISO 10318, 2006. Géosynthétiques. Termes et définitions.
- NF EN ISO 10319, 2015. Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.
- NF EN ISO 12957-1, 2005. Géosynthétiques - Détermination des caractéristiques de frottement - Partie 1 : essai de cisaillement direct.
- NF EN ISO 13431, 2000. Géotextiles et produits apparentés - Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction.
- NF P 84-500, 2013. Géomembranes - Dictionnaire des termes relatifs aux géomembranes.
- NF P 94-270, 2009. Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué.
- NF P 94-074, (1994). Sols : Reconnaissance et Essais – Essai à l'appareil triaxial de révolution-Appareillage – Préparation des éprouvettes – Essais (UU) non consolidé non drainé – Essai (CU + u) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle – Essai (CD) consolidé drainé.
- NF P 94-078, 1997. Sols : Reconnaissance et Essais - Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice Portant Immédiat - Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.

XP G 38-064, 2000. Utilisation des géotextiles et produits apparentés - Murs inclinés et talus raidis en sols renforcés par nappes géosynthétiques - Justification du dimensionnement et éléments de conception.