

## Modélisation physique du renforcement par géosynthétique des remblais granulaires et cohésifs sur cavités

Mouhamad Hassoun

#### ▶ To cite this version:

Mouhamad Hassoun. Modélisation physique du renforcement par géosynthétique des remblais granulaires et cohésifs sur cavités. Génie mécanique [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes, 2019. Français. NNT: 2019GREAI008. tel-02148226

## HAL Id: tel-02148226 https://theses.hal.science/tel-02148226

Submitted on 5 Jun 2019

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 LA COMMUNAUTE UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

Spécialité : Matériaux, Mécanique, Génie civil, Electrochimie

Arrêté ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

#### Mouhamad HASSOUN

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

préparée au sein de la Direction DRS/INERIS et du Laboratoire 3SR (Sols, Solides, Structures, Risques), dans l'École Doctorale I-MEP2 (Ingénierie - Matériaux, Mécanique, Environnement, Energétique, Procédés, Production)

## Modélisation physique du renforcement par géosynthétique des remblais granulaires et cohésifs sur cavités

Thèse soutenue publiquement le **20 février 2019**, devant le jury composé de :

#### Monsieur Pierre BREUL

Professeur, Université Clermont Auvergne, Président

#### **Monsieur Luc THOREL**

Directeur de recherche, IFSTTAR, Rapporteur

#### **Monsieur Olivier DECK**

Professeur, École des mines de Nancy, Rapporteur

#### **Monsieur Hubert GIRAUD**

Chef de division, SNCF RESEAU, Examinateur

#### **Monsieur Pascal VILLARD**

Professeur, Université Grenoble Alpes, Directeur de thèse

#### Monsieur Fabrice EMERIAULT

Professeur, Grenoble INP, Co-directeur de thèse

#### **Monsieur Marwan ALHEIB**

Responsable de recherche, INERIS, Co-encadrant de thèse



Cette page a été intentionnellement laissée en blanc

#### **Dédicace**

Zahraa, je n'ai jamais su t'exprimer mon amour, je n'ai jamais pu te montrer à tel point tu m'es chère, je te le dis aujourd'hui à travers ce travail réalisé aussi grâce à toi, au temps que t'as bien voulu m'accorder, par amour pour moi et par respect vis-à-vis de mon objectif. Merci pour ton soutien perpétuel, merci pour ton amour généreux, merci de m'avoir aimé. Mon amour pour toi est sans limites...

#### Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Pascal Villard et Fabrice Emeriault, mes directeur et codirecteur de thèse pour leurs multiples conseils et pour toutes les heures qu'ils ont consacrées à diriger cette recherche. J'aimerais également leur dire à quel point j'ai apprécié leur grande disponibilité pour discuter et relire ce mémoire. J'ai été extrêmement sensible à leurs qualités humaines d'écoute et de compréhension tout au long de ce travail.

Je souhaiterais exprimer ma gratitude à Marwan Al Heib, mon co-encadrant de thèse à l'INERIS, pour m'avoir fourni tous les moyens nécessaires pour réaliser ma thèse. Je le remercie pour sa confiance, ses encouragements et son accueil chaleureux à chaque fois que j'ai sollicité son aide.

Luc Thorel et Olivier Deck m'ont fait l'honneur d'être rapporteurs de ma thèse, ils ont pris le temps d'examiner mon travail en apportant leurs conseils et critiques constructifs.

Merci à Hubert Giraud pour avoir accepté de participer à mon jury de thèse en tant qu'examinateur. Merci également à Pierre Breul qui m'a fait l'honneur de présider le jury.

Ces remerciements seraient incomplets si je n'en adressais pas à l'ensemble de l'équipe DRS pour l'accueil et la sympathie exprimée tout au long de ma thèse.

Je tiens à remercier mes parents, mes frères et mes sœurs pour leur soutien sans fin pendant mes études.

#### Résumé

Le sous-sol français est traversé par un nombre considérable de cavités souterraines naturelles ou anthropiques : mines, carrières, karsts, tunnels et ouvrages civils et militaires abandonnés, etc. Ces cavités sont à l'origine de différents aléas de mouvements de terrains tels que les effondrements localisés (fontis) et les affaissements. Ils peuvent être graves de conséquence pour les biens et les personnes. Pour réduire les conséquences de cet aléa, un renforcement par géosynthétique des remblais sur cavités potentielles peut être mis en œuvre. C'est dans ce cadre que s'inscrit cette thèse menée au sein de l'INERIS (axe de recherche EREVAN - Evaluation et Réduction de la Vulnérabilité des biens exposés aux Aléas Naturels et miniers), en partenariat avec le laboratoire 3SR. L'un des objectifs de ces travaux est notamment de mieux appréhender, suite à l'ouverture d'une cavité sous-jacente, le comportement et les mécanismes d'effondrement des remblais renforcés par géosynthétique afin d'en optimiser le dimensionnement.

Différentes expérimentations sur des modèles physiques de laboratoire et en vraie grandeur ont été réalisées. Les résultats obtenus ont permis de préciser le rôle mécanique de renforcement géosynthétique dans le cas d'effondrement localisé sous un remblai granulaire ou/et cohésif, une importante base de données expérimentales a ainsi été constituée. Une expérimentation en vraie grandeur a permis de valider l'intérêt au plan technique, économique et environnemental de la technique de renforcement par géosynthétique des zones sujettes à des risques fontis.

La contribution particulière de ce travail réside dans l'utilisation de modèles physiques et de techniques de mesures originales développés pour simuler l'apparition d'une cavité et suivre de manière quantitative les mécanismes induits notamment dans le cas des remblais cohésifs. En particulier, une évaluation précise des mécanismes de transferts de charge et de l'interaction sol – renforcement géosynthétique due à un effondrement localisé a été rendue possible par le développement et la validation d'une technique de traitements des résultats par photogrammétrie (corrélation d'images). L'intensité de la charge transmise par le sol sur le renforcement géosynthétique, la géométrie de sa répartition, ainsi que son évolution sous l'effet d'une surcharge éventuelle en surface ont ainsi été plus spécifiquement étudiées.

Les résultats expérimentaux ont été comparés avec des formulations analytiques issues de méthodes de dimensionnement existant dans la littérature. Cette comparaison nous a permis de mieux cerner les domaines de validité des méthodes de dimensionnement analytiques actuelles du renforcement géosynthétique que ce soit pour le cas d'un remblai granulaire ou cohésif et de formuler certaines recommandations opérationnelles pour améliorer le dimensionnement dans certains cas.

#### **Abstract**

The French underground is occupied by a considerable number of natural or anthropogenic underground cavities: mines, karsts, tunnels and abandoned civil and military underground facilities, etc. These cavities are the source of various hazards of ground movements such as sinkholes and subsidence which can have a large impact on the safety people and structures or infrastructures. In order to reduce this risk, a reinforcement of the embankments by geosynthetic in the zones of potential hazard can be implemented. In this context, the thesis has been funded and managed by INERIS (The research axis EREVAN - Evaluation and Reduction of the Vulnerability of the properties exposed to the natural and mining Hazards), in partnership with 3SR laboratory. One of the objectives of this research is in particular to better understand, further to the opening of an underlying cavity, the behavior and the mechanisms of collapse of reinforced embankment, especially in the case of cohesive soil, in order to optimize its design.

Various experiments on physical models in laboratory and on site have been realized. The results obtained in laboratory allowed to determine the behavior of the geosynthetic reinforcement following the collapse of a granular or/and cohesive embankment over a cavity, an important experimental database has thus been established. Full scale experiment allowed to validate the technical, economic and environmental benefits of geosynthetic reinforcement of zones subject to sinkhole.

The main contribution of this work is in the use of original physical models and measurement techniques used to simulate the occurrence of a sinkhole and follow in an accurate quantitative way the involved mechanisms, notably in the case of a cohesive backfill. In particular, a specific evaluation of load transfer mechanisms and soil - geosynthetic reinforcement interaction due to sinkhole has been enabled by the development and the validation of an image processing technique. The intensity of the load transmitted by the ground onto the geosynthetic reinforcement, the geometry of its distribution, as well as its evolution due to possible overburden load have been specifically investigated.

Experimental results have been compared with analytical formulations resulting from existing design methods in the literature. This comparison allowed us to better define the domains of validity of the current analytical methods for design of geosynthetic reinforcement whether for granular or cohesive backfill, and to formulate some engineering recommendations to improve the geosynthetic design in certain cases.

#### Sommaire

Chapit	re 1 : Introduction générale	1
1.1	Introduction	
1.2	Contexte, problématique et objectif de thèse	
1.3	Renforcement des sols à risque d'effondrement localisé - Conception du géosynthétique	
1.4	Présentation générale du mémoire de thèse	
Chapit	re 2 : Renforcement par géosynthétiques des cavités : synthèse bibliographi	-
2.1	Introduction	
2.2	Géosynthétiques et géotextiles de renforcement	
2.3	Caractéristiques des géosynthétiques de renforcement et comportement à court et long term	
2.3		
2.3		
2.3		
2.3		
2.3		
2.3	•	
2.3		
2.4	Stabilisation de mouvement de terrain par géosynthétique	
2.4		
2.4		
2.5	Caractéristiques géotechniques des sols de remblai naturels ou analogiques	
2.6	Méthodes usuelles de dimensionnement du renforcement géosynthétique dans le cas d'un	17
_	ai non cohésifai non cohésif	20
2.6		
2.6		
2.6		
_	ns les zones d'ancrage et du changement d'orientation de la nappe aux bords de la cavité	
2.6		
2.6		
2.6		
_	lre du projet Geolnov par Huckert et al. (2014) dans le cas d'un remblai granulaire	
2.7	Dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavité dans le cas d'un sol cohés	
2.7	Synthèse des hypothèses et domaines de validité des méthodes de dimensionnement existan	
2.0	32	ites
2.9	Comparaison des méthodes de dimensionnement des géosynthétiques sur cavités	33
2.10	Conclusion	35
Chapit	re 3 : Modélisation physique à échelle réduite : matériels et méthodes	37
3.1	Introduction	37
3.2	Objectif	38
3.3	Principe de la modélisation physique en laboratoire	38
3.3	.1 Conditions de similitude en géotechnique	38
3.3	.2 Application aux modèles physiques à échelle réduite utilisés	41
3.4	Modélisation physique 2D sur le modèle à la trappe	
3.4	.1 Description du dispositif expérimental	43
3.4	.2 Caractéristiques des matériaux	44
3.4	.3 Caractéristique de la nappe de renforcement	46
3.4	.4 Préparation/procédure d'essai	49

3.4.5	5 Photogrammétrie en 2D	50
3.4.6	Comportement de la membrane élastique : Méthode d'analyse	51
3.4.7	7 Validation expérimentale de la procédure de détermination de la distribution de charge	52
3.5	Modélisation physique par le simulateur 3D du mouvement des terrains	56
3.5.1	L Description du dispositif d'essais	56
3.5.2	2 Caractéristiques des massifs de sol mis en œuvre	57
3.	5.2.1 Sol granulaire (non cohésif)	57
3.	5.2.2 Sol cohésif : Caractérisation du mélange sable-kaolin dans les conditions d'essai du	
m	odèle 3D	
3.5.3	3 Caractéristique du renforcement géosynthétique	59
3.5.4	1 Instrumentation mise en œuvre	61
3.	5.4.1 Mesure des contraintes (pression)	
3.	5.4.2 Mesure de distance	62
3.	5.4.3 Validité des mesures de déplacement au radar sur le modèle physique 3D	63
3.	5.4.4 Suivi du comportement du renforcement géosynthétique par fibres optiques	64
3.	5.4.5 Photogrammétrie en 3D	65
3.5.5	5 Préparation/procédure d'essai	67
3.6	Conclusion	71
Cl :4	A . E (	=-
_	e 4 : Expérimentation à la Trappe	
4.1	Introduction	
4.2	Objectif	
4.3	Dispositif expérimental	
4.4	Programme d'essais	
4.5	Sol granulaire non renforcé : Tests 1-3	
4.5.1	, , , , , , , , , , , , , , , , , , ,	
4.5.2		
4.5.3	,	
4.6	Sol granulaire renforcé : Tests 4-6	
4.6.1	-p	
4.6.2	7	
4.6.3		
4.6.4		
4.6.5		
4.7	Sol cohésif non renforcé : Tests 7-9	
4.8	Conclusion	
4.9	Conclusion	107
Chapitr	re 5 : Modélisation physique 3D : Résultats et discussion	109
5.1	Introduction	
5.2	Retour d'expérience sur les essais réalisés sur le modèle physique 3D	
5.3	Programme d'expérimentation	
5.4	Cas d'un sol granulaire : sable de Fontainebleau	
5.4.1		
5.4.2		
_	4.2.1 Evolution de l'état de contraintes verticales à l'interface sol/RG	
5.4.3		
5.4.4		
5.5	Cas d'un sol cohésif : mélange sable-kaolin	
5.5.1		
5.5.2	·	

5.5.3	Mesures de contraintes	129
5.5.4	Phase de chargement de surface	131
5.6	Conclusion :	138
Chapitre	e 6 : Expérimentation en vraie grandeur	140
6.1	Introduction	140
6.2	Objectifs	141
6.3	Description du site expérimental et de la catiche instrumentée	142
6.3.1	Relevé 3D et configuration de la catiche retenue	143
6.3.2	Données géotechniques des terrains encaissants	145
6.3	3.2.1 Carottage :	145
6.3	3.2.2 Tarières mécaniques et à main	146
6.4	Prédimensionnement de la nappe géosynthétique de renforcement	147
6.5	Instrumentation:	148
6.5.1		
6.5.2	Suivi du comportement du renforcement géosynthétique	150
6.6	Mise en place de l'expérimentation : Phase 1 – renforcement de la tête de catiche par	une nappe
géosynt	hétique	151
6.6.1	Mesures de la phase d'installation	153
6.6	5.1.1 Mesures radars et microphone	153
6.6	5.1.2 Mesures par fibres optiques dans le géosynthétique	154
6.7	Phase 2 : Chargement en surface de la tête de catiche	155
6.7.1	Mesures de la phase de chargement	156
6.7	7.1.1 Mesures radars et microphone	156
6.7	7.1.2 Mesures fibres optiques	156
6.8	Renforcement par géosynthétique vs. Renforcement par une dalle en béton armé	157
6.9	Conclusion	159
_	e 7 : Conclusion générale et perspectives	
Référe	nces bibliographiques	165
Docum	ents normatifs	170
	Annexes	
	Aillexes	
Annexe	A : Méthodes de dimensionnement d'un renforcement géosynthétique sur cavité	172
	Programme de recherche français RAFAEL	
A-2:	Amélioration de la méthode RAFAEL par Villard et Briançon (2008)	173
A-3:	British Standard (BS8006 : 2010)	174
A-4:	Recommandations allemandes EBGEO	175
Annexe	B : Résultats des essais triaxiaux et des essais Proctor sur le mélange sable – kaolin	177
Annexe	C : Discussion des mesures de contrainte sur le modèle physique 3D	179
	D : Discussion des mesures de radar	
Annexe	E : Discussion des effets de bord sur les mesures des déplacements du sol lors des ess	sais à la
trappe.		185

## **Table des illustrations**

Chapitre 1: Introduction generale	
Figure 1.1. Schéma de principe du renforcement par géosynthétique d'une cavité et de l'effet membrane	2
Chapitre 2 : Renforcement par géosynthétiques des cavités : synthèse bibliographique	
Figure 2.1. Structures principales des géosynthétiques de renforcement	7
Figure 2.2. Exemple d'évaluation des raideurs sécantes à court terme pour deux plages de déformations définie	
sur une courbe de traction – allongement	9
Figure 2.3. Courbe d'effort/allongement : (a) d'un monofil en polyéthylène ; (b) d'une bandelette en	
polypropylène ; (c) d'un multifilament en polyamide 6 ; (d) d'un multifilament en polyester (Source : Van Santvoort, 1994)	1 <i>C</i>
Figure 2.4. (a) Equilibre de l'élément géosynthétique dans la zone d'ancrage, (b) schématisation de la relation	
entre la résistance au cisaillement et le déplacement du géosynthétique (Feng et al. 2015)	11
Figure 2.5. Détermination des courbes isochrones (à droite) à partir des courbes de fluage (à gauche)	12
Figure 2.6. Représentation schématique d'un remblai renforcé et définitions (EBGEO)	14
Figure 2.7. Equilibre d'un tronçon élémentaire de la nappe géosynthétique sollicité par une répartition uniform	е
des contraintes verticales (Le Hello, 2007)	15
Figure 2.8. Variation de la cohésion et de l'angle de frottement du mélange sable-kaolin en fonction de la tene	ur
en eau pour les mélanges de 30 et 40 % de kaolinite Speswhite (Boussaid, 2005)	
Figure 2.9. Schématisation de Terzaghi de l'évolution de l'état de contrainte verticale au droit d'une cavité (a)	
avant et (b) après abaissement de la trappe	
Figure 2.10. Nouveaux développements proposés par Villard et Briançon (2008) sur la méthode RAFAEL	
Figure 2.11. Géométrie d'effondrement adoptée par la méthode BS8006	
Figure 2.12. Modèles d'effondrement d'un remblai granulaire en fonction du rapport H/B selon la méthode BG	
Figure 2.13. Dispositif expérimental des essais réalisés lors du projet Geolnov (Huckert, 2014)	
Figure 2.14. Modélisation de Huckert et al. (2014) du comportement d'une couche de sol cohésif au-dessus	
d'une cavité	30
Figure 2.15. Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité dans le cas d'un sol	
cohésif (Huckert et al. 2014)	31
Chapitre 3 : Modélisation physique à échelle réduite : matériels et méthodes	
Figure 3.1. Dispositif expérimental au cours d'un essai	
Figure 3.2. Description du modèle physique utilisé pour les essais à la trappe	14
Figure 3.3. Matériaux utilisés pour les essais à la trappe : matériau granulaire grossier (à gauche) et sable-	4 5
argileux (à droite)	<i>‡5</i>
Figure 3.4. Mise en place de l'éprouvette de sable-argileux dans l'appareil triaxial, et droite de rupture	<i>1</i> E
correspondante dans le plan de Mohr	
Figure 3.5. Membrane élastique utilisée comme élément de renforcement pour les essais à la trappe	
Figure 3.5. Machine à essai de traction et courbe à effort de traction en fonction de la déformation axiale Figure 3.7. Evolution de la raideur tangente en traction de la membrane élastique avec la déformation	
Figure 3.8. Mise en place de la membrane élastique et compactage des sols dans la boite de cisaillement	
Figure 3.9. Caractérisation de l'interface sous différentes pressions de confinement : (a) membrane	٠.
élastique/gravier, (b) membrane élastique/argile et (c) membrane élastique/plaque en bois	19
Figure 3.10. Schéma de chargement en surface de la couche de sol au centre de la cavité dans le cas des essais	
on 2D à la tranna	-

Figure 3.11. Principe de calcul de la déformation du renforcement : Position horizontale initiale (avan	t
l'abaissement de la trappe) et finale de la membrane de renforcement (à la fin du test)	51
Figure 3.12. Validation expérimentale de la méthode d'exploitation adoptée	53
Figure 3.13. Résultats des essais (a, b et c) de validation expérimentale	54
Figure 3.14. Chargement ponctuel de la membrane élastique	
Figure 3.15. (a) Modèle physique 3D rempli de sable, (b) vérins pour simuler le mouvement de terrain	
en plan de la cuve du modèle physique 3D	
Figure 3.16. Etapes de préparation du mélange sable-kaolin : (a) Préparation de la masse de sable rec	
humidification de la fraction sableuse par l'eau, (c) ajout de la fraction argileuse, (d) malaxage de l'ei	
Figure 3.17. Courbes contrainte -déformation des essais triaxiaux, Plan de Mohr – Coulomb : Courbe	
Figure 3.18. Courbes de traction dans le sens production et sens travers du renforcement utilisé pour	
expérimentations sur le modèle physique 3D (Texinov)	
Figure 3.19. Corps de la cellule de charge, et principe de fonctionnement lorsqu'une force est applique	
Figure 3.20. Conception des boitiers spécifiques pour les cellules de charge	
Figure 3.21. Capteur de distance VL6180X et son boitier de protection	
Figure 3.22. Tests de validation des mesures radar, comparaison avec la technique de corrélation d'in	
Figure 3.23. Plan de distribution des capteurs Bragg au droit du vérin à déplacer et dans les zones env	_
Figure 3.24. Structure d'une fibre à réseau de Bragg avec le profil d'indice de réfraction et les réponse	
spectrales (Source TriTex)spectrales	
Figure 3.25. Etalonnage interactif du système stéréoscopique avec le logiciel VIC-SNAP (Source : Socié	
Kilonewton)	
Figure 3.26. Stratégie de suivi des déplacements par la technique de corrélation d'images	
Figure 3.27. Malaxage du mélange sable-kaolin avec l'eau dans la bétonnière	
Figure 3.28. Vue en plan de la cuve du modèle physique 3D et positionnement des capteurs de contra	
radarsradars	
Figure 3.29. Fixation et mise en place des câbles de mesure des déplacements de la nappe au bord de	
Tigure 3.25. Fixation et mise en place des cables de mesure des deplacements de la happe da bora de	
Figure 3.30. Schéma de chargement en surface de la couche de sol au centre de la cavité dans le cas d	
en 3D sur le simulateur de mouvements de terrain	
en 3D sur le simulateur de mouvements de terruir	
Chapitre 4 : Expérimentation à la Trappe	
Figure 4.1. Description du modèle expérimental pour la réalisation des essais à la trappe	
Figure 4.2. Etat initial ( a) et final (b) du remblai de sol granulaire non renforcé de H/B=0,75 (Test 3	
Figure 4.3. Evolution du ratio (p/ $p_0$ ) agissant sur la trappe en fonction du déplacement relatif de la tro	$ppe \delta/B$ .
Figure 4.4. Evolution des champs de déplacement vertical en fonction du déplacement relatif de la tro	
pour l'essai d'un sol granulaire non renforcé de H/B = 0,75, Test 3	
Figure 4.5. Evolution des champs de déplacement horizontal en fonction du déplacement relatif de la	
$\delta/B$ pour l'essai d'un sol granulaire non renforcé de H/B = 0,75, Test 3	81
Figure 4.6. Evolution des champs de déformation volumique en fonction du déplacement relatif de la	trappe
$\delta/B$ pour l'essai d'un sol granulaire non renforcé de H/B = 0,75, Test 3	82
Figure 4.7. Evolution des champs de déformation de cisaillement en fonction du déplacement relatif c	le la trappe
$\delta/B$ pour l'essai d'un sol granulaire non renforcé de H/B = 0,75, Test 3	
Figure 4.8. Etat initial (a) et final (b) du remblai granulaire renforcé de H/B =0,75, Test 6	
Figure 4.9. Evolution des champs de déplacement vertical en fonction du déplacement relatif de la tro	
pour l'essai d'un sol granulaire renforcé de H/B = 0,75, Test 6	
Figure 4.10. Evolution des champs de déplacement horizontal en fonction du déplacement relatif de l	
$\delta/B$ pour l'essai d'un sol granulaire renforcé de H/B = 0,75, Test 6	

Figure 4.11. Evolution des champs de déformation volumétrique en fonction du déplacement relatif de la tra	ірре
$\delta/B$ pour l'essai d'un sol granulaire renforcé de H/B = 0,75, Test 6	85
Figure 4.12. Evolution des champs de déformation de cisaillement en fonction du déplacement relatif de la	
trappe $\delta/B$ pour l'essai d'un sol granulaire renforcé de H/B = 0,75, Test 6	85
Figure 4.13. Evolution de la répartition de déformation du RG avec le chargement en surface pour le Test 4 a	le
H/B = 0,25	86
Figure 4.14. Evolution de la répartition de déformation du RG avec le chargement en surface pour le Test 5 a	
H/B = 0,5	86
Figure 4.15. Evolution de la répartition de déformation du RG avec le chargement en surface pour le Test 6 a	le
H/B = 0,75	87
Figure 4.16. Evolution de la répartition de charge sur le RG au-dessus de la cavité avec le chargement pour le	е
Test 4 (H/B =0,25)	88
Figure 4.17. Evolution de la répartition de charge sur le RG au-dessus de la cavité avec le chargement pour le	е
Test 5 (H/B =0,5)	
Figure 4.18. Evolution de la répartition de charge sur le RG au-dessus de la cavité avec le chargement pour le	e
Test 6 (H/B =0,75)	89
Figure 4.19. Rapport de transfert de charge en fonction du chargement en surface pour les Tests 4-6	89
Figure 4.20. Evolution (a) du déplacement horizontal et (b) de la contrainte de cisaillement dans la zone	
d'ancrage du RG au cours du chargement en surface du Test 4 (H/B = 0,25)	92
Figure 4.21. Evolution (a) du déplacement horizontal et (b) de la contrainte de cisaillement dans la zone	
d'ancrage du RG au cours du chargement en surface du Test 5 (H/B = 0,5)	92
Figure 4.22. Evolution (a) du déplacement et (b) de la contrainte de cisaillement dans la zone d'ancrage au c	
du chargement en surface du Test 6 (H/B = 0,75)	92
Figure 4.23. Comparaison de la contrainte verticale moyenne issue des résultats expérimentaux et celles	
déduites de la formulation de Terzaghi pour différentes valeurs de Kde K	93
Figure 4.24. Vue en coupe au droit de la trappe des distributions de charge étudiées	94
Figure 4.25. Champs de déplacement vertical de la couche de sol cohésif du Test 9 après l'abaissement de la	
trappe	97
Figure 4.26. Dispositif de chargement en surface de la couche de sol cohésif au droit de la trappe	98
Figure 4.27. Comportement de la couche de sol cohésif dans les Tests 7-9 (H/B = 0,25 ; 0,5 et 0,75) : (a, c et $\epsilon$	<u>?)</u>
couches de sol cohésif non renforcé pontant la cavité - (b, d et f) effondrement de la couche de sol cohésif nc	on
renforcé après application d'une surcharge en surface	99
Figure 4.28. Décollement de la nappe géosynthétique sous son poids propre après abaissement de la trappe	et
avant les essais de chargement de surface	100
Figure 4.29. Fissuration de la couche de sol cohésif en présence du renforcement géosynthétique dans les Te	sts
10-12 après application d'une surcharge en surface (photos prises après déchargement)	101
Figure 4.30. Distribution des déformations suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour les Tests 1	0,
11 et 12 sous les surcharges Q2, Q3 et Q4 respectivement	102
Figure 4.31. Distribution de contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol coh	ésif
pour le Test 10 (H/B = 0,25) sous la surcharge Q2	103
Figure 4.32. Distribution de contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol coh	ésif
pour le Test 11 (H/B = 0,5) sous la surcharge Q3	
Figure 4.33. Distribution de contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol coh	ésif
pour le Test 12 (H/B = 0,75) sous la surcharge Q4	104
Figure 4.34. Modèle proposé par Huckert (2014) pour dimensionner le RG sous un sol cohésif	105
Figure 4.35. Confrontation des résultats expérimentaux et analytiques en termes de flèche et de déformation	n
maximale du géosynthétique	106

## Chapitre 5 : Modélisation physique 3D : Résultats et discussion

Figure 5.1. Vue en plan de la distribution des capteurs de contrainte (C1 à C13) et de distance (R1 à R7) par rapport à la cavité	
Figure 5.2. Représentation 3D du champ de déplacement vertical W (mm) sur la surface déformée de la cuv d'affaissement	
Figure 5.3. Représentation 2D des champs de déplacements horizontaux selon les axes X (gauche) et Y (droi sur la surface déformée de la cuvette d'affaissement	
Figure 5.4. Profils des déplacements horizontaux (U et V) et verticaux (W) selon l'axe X de la cavité après l'abaissement des vérins	113
Figure 5.5. Evolution de la distance du RG au vérin au centre de la cavité (R4), pendant la phase d'abaissem des vérins	
Figure 5.6. Déformée du géosynthétique au droit de la cavité après la phase d'abaissement des vérins et co de déplacement en surface (w)	urbe
Figure 5.7. Evolution de l'état de contrainte dans les zones d'ancrage pendant l'abaissement des vérins dan cas d'un sol granulaire non cohésif	is le
Figure 5.8. Etats initial et final de l'intensité de la charge sur les capteurs de contrainte pendant l'abaisseme des vérins dans le cas du sol granulaire non cohésif (sable de Fontainebleau)	ent
Figure 5.9. Déplacement horizontal du sol en surface selon l'axe OX, en fonction de la position Y sur les bora la cavité	ds de
Figure 5.10. Vue en trois dimensions des distributions de contrainte : uniforme (à gauche) et de forme	
pyramidale inversée (à droite) Figure 5.11. Vue en coupe selon l'axe OX de la distribution de contrainte proposée au-dessus du RG au droit	t de
la cavité pour (a) un RG bidirectionnel et (b) un RG monodirectionnel Figure 5.12. Comparaison des déformées expérimentale et analytique proposée dans le cas d'un sol granulc	aire
après l'ouverture de la cavité Figure 5.13. Evolution au centre de la cavité du déplacement vertical du RG pendant les essais de chargeme	
en surface de la couche de sable de Fontainebleau Figure 5.14. Evolution au droit de la cavité de la déformée du géosynthétique pendant les cycles de chargen	
et déchargementFigure 5.15. Evolution du déplacement horizontal de la nappe géosynthétique dans l'axe et en bordure de la	
cavité en fonction du chargement de surface	124
triangulaire inversé et (c) parabolique	125
Figure 5.17. Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques de la flèche maximale du géosynthéti en fonction du chargement p en surface dans le cas du sable de Fontainebleau	126
Figure 5.18. Evolution de l'état de contrainte dans les zones d'ancrage après chargement, dans le cas d'un s granulaire	127
Figure 5.19. Déplacement vertical en surface de la couche de sol cohésif après l'abaissement des vérins Figure 5.20. Evolution de la distance entre le radar R4 et le RG au centre de la cavité pendant l'abaissement vérins	t des
Figure 5.21. Déformée au droit de la cavité du RG après abaissement des vérins dans le cas d'un sol cohésif Figure 5.22. Evolution de l'état de contraintes dans les zones d'ancrage pendant l'abaissement des vérins du le cas d'un sol cohésif (mélange sable-kaolin)	ans
Figure 5.23. Evolution des contraintes verticales sur les capteurs pendant l'abaissement des vérins dans le c du sol cohésif (mélange sable kaolin)	
Figure 5.24. Comparaison des reports de charge dans le cas d'un sol granulaire (SF) et sol cohésif (SK) Figure 5.25. Zone d'effondrement de la couche de sol cohésif suite à un chargement de surface	131
Figure 5.26. Géométrie de la zone effondrée de la couche de sol cohésif après application d'une surcharge (kg en surface	de 55
Figure 5.27. Evolution : (à gauche) de la distance radar R4/ géosynthétique, (à droite) de la déformée du géosynthétique après la rupture de la couche de sol cohésif sous chargement de surface	
Figure 5.28. Déformée au droit de la cavité du RG après déchargement du sol cohésif	

Figure 5.29. Comparaison de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes de la flèche maximale du géosynthètique pendant les différentes de la flèche de	de			
chargement dans le cas d'un sol granulaire (SF) et cohésif (SK)	34			
Figure 5.30. Evolution de l'état de contrainte pendant le chargement de la couche de sol cohésif	35			
Figure 5.31. Géométrie proposée pour décrire la forme du bloc de sol cohésif effondré sur le RG 1	36			
Figure 5.32. Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques du modèle de Huckert (2014) modifié,				
pour la déformée du RG au droit de la cavité dans le cas d'un sol cohésif				
Figure 5.33. Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques de la flèche maximale du géosynthétiqu	e			
en fonction du chargement p en surface dans le cas du mélange sable - kaolin				
Chapitre 6 : Expérimentation en vraie grandeur				
Figure 6.1. (a) Carte de l'aléa lié aux cavités souterraines en France (Source BRGM) (b) Exemple d'effondremen	nt			
d'une cavité souterraine à Lille Hellemmes (Source SDICS/SEISM : Service d'inspection des cavités souterraines	:)			
Figure 6.2. Carrière typique de craie de la région lilloise – les catiches (Lambert, 2012) 1	42			
Figure 6.3. Vue en plan et en face du site retenu pour l'expérimentation (entouré en rouge) (Google Maps) 1	43			
Figure 6.4. Nuage de points 3D, a) vue de profil, b) vue de dessus, site de Gide-Krebs (surface et souterrain),				
Hellemmes 59. (La catiche entourée correspond à celle utilisée pour l'expérimentation)	44			
Figure 6.5. Scanner 3D : dimensions de la catiche retenue et de sa fermeture	44			
Figure 6.6. Systèmes radar et microphone installés respectivement sous et à proximité de la catiche retenue 1	48			
Figure 6.7. Présentation du puits d'accès à la catiche et du data logger	49			
Figure 6.8. Vue en plan de l'implantation du système de surveillance souterraine				
Figure 6.9. La structure de géosynthétique retenue pour l'expérimentation à Lille, instrumentation par fibres				
optiques de la nappe de renforcement	51			
Figure 6.10. Plan de distribution des capteurs Bragg au-dessus de la tête de catiche et dans les zones d'ancrag				
	51			
Figure 6.11. (a) Terrains de surface décaissés sur une hauteur de 0,75m, (b) Pose de la nappe géosynthétique				
(fibres optiques sous la fine couche de sable)	52			
Figure 6.12. Pose de tubes de nivellement				
Figure 6.13. Remise en place et compactage du sol par couche de 10 à 15cm d'épaisseur				
Figure 6.14. Site instrumenté et protégé par un grillage métallique				
Figure 6.15. Résultats de mesures de radars (distance) pendant la phase de mise en place de la nappe				
géosynthétique	54			
Figure 6.16. Scénario 1 : Pose de quatre blocs sur une surface de 60 x 40 cm à l'aplomb de la tête de catiche 1				
Figure 6.17. Scénario 2 : Pose de dix blocs à l'aplomb de la tête de catiche				
Figure 6.18. Evolution de la déformation de la nappe de géosynthétique au cours du chargement en surface				
(Phase 2 – scenario de chargement 1)	57			
( · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	•			
Chapitre 7 : Conclusion générale et perspectives				
Figure 7.1. Synthèse des résultats expérimentaux en termes de réduction et géométrie de distribution de charg	ge			
sur le géosynthétique au droit de la cavité	63			

## Table des tableaux

Chapitre 2 : Renforcement par géosynthétiques des cavités : synthèse bibliographique			
Tableau 2-1. Les principales fonctions et applications des géosynthétiques	6		
Tableau 2-2. Propriétés physiques et mécaniques à court-terme des géosynthétiques selon le polymère de ba	ıse 8		
Tableau 2-3. Propriétés physiques de la kaolinite Speswhite (Boussaid, 2005)			
Tableau 2-4. Exemple de critères permettant de définir les valeurs ds, adm	21		
Tableau 2-5. Différentes expressions de K			
Tableau 2-6. Synthèse des hypothèses et limites d'application des méthodes de dimensionnement existantes			
Tableau 2-7. Paramètres de calcul relatifs au renforcement en base de remblai sur cavité			
Tableau 2-8. Synthèse des résultats de l'application des différentes méthodes usuelles de dimensionnement	33		
Chapitre 3 : Modélisation physique à échelle réduite : matériels et méthodes			
Tableau 3-1. Facteurs d'échelle pour une modélisation réduite sous gravité terrestre avec sol réel	42		
Tableau 3-2. Propriétés mécaniques des sols utilisés pour la modélisation 2D à la trappe			
Tableau 3-3. Résultats des essais de caractérisation d'interface à la boite de cisaillement			
Tableau 3-4. Caractéristiques du sable de Fontainebleau, (Hor, 2012)	58		
Tableau 3-5. Propriétés mécaniques du mélange sable-kaolin selon les conditions d'essais de Boussaid (2005,	) et		
ceux réalisés pendant la thèse	59		
Tableau 3-6. Résultats des tests de caractérisation du géosynthétique PET	60		
Tableau 3-7. Spécifications de la cellule de charge utilisée pour les essais sur le modèle physique 3D	62		
Chapitre 4 : Expérimentation à la Trappe			
Tableau 4-1. Programme d'essais	75		
Tableau 4-2. Expressions de réduction de la charge			
Tableau 4-3. Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux de l'état maximal de report de charge dans le cas d'un remblai granulaire (Test 1- 3)			
Tableau 4-4. Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux de l'état ultime de report de charge de le cas d'un remblai granulaire (Test 1- 3)	ans		
Tableau 4-5. Expressions des tensions et flèches maximales du renforcement géosynthétique au droit de la	, ,		
cavité pour une distribution triangulaire et parabolique inversée de charge sur la nappe géosynthétique	95		
Tableau 4-6. Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques			
Tableau 4-7. Résumé des paramètres d'entrée nécessaires à la résolution de l'équation 4-4, déduits des observations et des mesures expérimentales			
Tableau 4-8. Résumé des résultats expérimentaux et analytiques des Tests 10, 11 et 12			
Chapitre 5 : Modélisation physique 3D : Résultats et discussion			
Tableau 5-1. Programme d'essais sur le modèle physique 3D	111		
Tableau 5-2. Mesures initiales des capteurs de contrainte juste après la mise en place de la couche de sol			
granulaire (sable de Fontainebleau)granulaire (sable de Fontainebleau)	116		
Tableau 5-3. Estimation analytique de la flèche maximale du renforcement géosynthétique lors des essais de			
chargement en surface selon différentes géométrie de distribution de charge			
Tableau 5-4. Moyenne des valeurs enregistrées par les capteurs de contrainte après la mise en place de la			
couche de sal cohésif (mélange sable-kaalin)	129		

Tableau 5-5. Paramètres d'entrée nécessaires à l'application du modèle de Huckert (2014), déduits des observations et des mesures expérimentales		
Chapitre 6 : Expérimentation en vraie grandeur		
Tableau 6-1. Séquence des unités stratigraphique du carottage sur 3,85 m de profondeur Tableau 6-2. Résultats de caractérisation physique et mécanique des échantillons du remblai (0-1,70 m)	145	
prélevés par carottageprélevés par carottage	146	
Tableau 6-3. Résultats des essais d'indentification du sol en place remanié	. 147	
Tableau 6-4. Résultats des tests de caractérisation du géosynthétique utilisé pour le site de Lille (source Texi	,	
Tableau 6-5. Evolution de la déformation de la nappe géosynthétique pendant la phase 1 Tableau 6-6. Comparaison des techniques de sécurisation d'une catiche par une dalle en béton et un	154	
renforcement géosynthétique	. 158	

## Liste des principaux symboles

В	(m)	Largeur de la cavité
c	(Pa)	Cohésion du sol de remblai
$C_e$	(%)	Coefficient de foisonnement du sol de remblai
$D_{\mathcal{S}}$	(m)	Diamètre d'affaissement en surface
$d_s$	(m)	Tassement de surface
F	(m)	Flèche du géosynthétique
Н	(m)	Hauteur de l'arche au sein du remblai de sol au-dessus de la cavité
Н	(m)	Hauteur de remblai
J	(N/m)	Raideur en traction du renforcement géosynthétique
K	(-)	Coefficient de pression des terres
l1	(m)	Largeur de la surcharge en surface
21	(m)	Longueur de diffusion de charge transmise sur le renforcement géosynthétique
P	$(N/m^2)$	Surcharge en surface de remblai
P	(N/m)	Charge ponctuelle définie par mètre de largeur agissant sur la nappe géosynthétique au droit de
		la cavité
$q_0$	$(N/m^2)$	Charge uniformément répartie agissant sur les zones d'ancrage
Q	$(N/m^2)$	Charge uniformément répartie agissant sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité
T	(N/m)	Tension définie par mètre de largeur de la nappe géosynthétique
$U_0$	(m)	Déplacement minimum à l'interface sol/géosynthétique pour mobiliser un frottement maximal
$U_A$	(m)	Déplacement du géosynthétique en bord de cavité
$\delta_i$	(°)	Angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique au-dessous de la nappe
$\delta_s$	(°)	Angle de frottement à l'interface sol/géosynthétique au-dessus de la nappe
ε	(%)	Déformation du géosynthétique
γ	$(N/m^3)$	Poids volumique du sol de remblai
ø	(°)	Angle de frottement du sol de remblai
		-

Cette page a été intentionnellement laissée en blanc

# Chapitre 1

# Introduction générale

#### 1.1 Introduction

Le territoire français présente par endroits des cavités naturelles ou anthropiques qui peuvent s'effondrer et causer des dégâts aux ouvrages en surface. Prévenir l'effondrement d'une construction sur une zone de cavités potentielles est essentiel pour assurer la sécurité des biens et des personnes et programmer, en temps utile, des travaux de mise en sécurité.

La solution de renforcer par des nappes géosynthétiques la surface du sol au-dessus des cavités prévient des conséquences d'effondrement localisé brutal (fontis). L'analyse approfondie et le dimensionnement des remblais renforcés par géosynthétiques au-dessus d'effondrements potentiels de cavités sont les objectifs principaux de ce travail de thèse.

Cette thèse a été engagée par l'INERIS (Institut National de l'Environnement industriel et des RISques), en partenariat avec le laboratoire 3SR (Sols, Solides, Structures – Risques) dans le cadre de l'axe de recherche EREVAN « Evaluation et Réduction de la Vulnérabilité des biens exposés aux Aléas Naturels et miniers ». Les enjeux de ce travail de thèse sont à la fois scientifiques, économiques et environnementaux.

### 1.2 Contexte, problématique et objectif de thèse

L'effondrement localisé ou fontis est un mouvement de terrain plus ou moins brutal, lié à la présence de cavités anthropiques ou naturelles à faible profondeur. Il donne lieu à un cratère (appelé entonnoir) parfois large de plusieurs mètres. Un fontis correspond souvent à l'effondrement d'une tête de cavité souterraine d'origine naturelle (dissolution du substratum rocheux généralement calcaire, ou de marnes de gypses lors de la circulation d'eau) ou anthropique (creusée par l'homme) pour l'extraction minière. L'exploitation minière demeure la cause principale d'affaissement en France. Depuis 2013, dans le cadre du PPRN (Plan de Prévention des Risques Naturels prévisibles), toutes les communes françaises sont tenues d'élaborer des cartes de sites contenant des cavités susceptibles de s'effondrer et de mettre en place des mesures compensatoires. Or, les solutions traditionnelles de comblement ou pontage par dalle béton sont très coûteuses au niveau financier (coût de traitement et d'apport de matière) et environnemental (une forte émission de CO<sub>2</sub>). Le renforcement par géosynthétiques permet d'envisager des fonctions nouvelles de prévention. Les questions scientifiques et techniques abordées dans le cadre de ce travail sont multiples : Application de la technique de renforcement et optimisation des méthodes de dimensionnement pour la problématique de renforcement sur cavités souterraines des remblais cohésifs. Dans le cadre de la thèse, différentes expérimentations à différentes échelles ont été réalisées. Ces expérimentations ont pour objectif d'appréhender le comportement cinématique et mécanique des remblais renforcés par géosynthétique soumis à un effondrement localisé, afin d'apporter des améliorations aux méthodes de dimensionnement analytique d'une nappe géosynthétique, et en particulier pour les remblais qui présentent une cohésion.

# 1.3 Renforcement des sols à risque d'effondrement localisé - Conception du géosynthétique

Ces dernières années, suite en particulier au projet collaboratif français RAFAEL (Blivet et al., 2000), ont vu l'émergence de solutions géosynthétiques dans les zones présentant des risques d'effondrement localisé. Pour mettre en sécurité à court et long termes (jusqu'à 120 ans) les zones à risques d'effondrement, des nappes géosynthétiques de renforcement ont été utilisées massivement sur des surfaces de sol importantes notamment pour des applications sous remblais granulaires pour lesquels ces techniques ont été éprouvées.

Suite à la progression d'un effondrement au-dessus d'une cavité, le géosynthétique de renforcement se déforme et travaille par effet membrane. On appelle « effet membrane » l'aptitude d'un renfort géosynthétique à s'incurver pour s'opposer, par traction, à des efforts orientés initialement dans la direction perpendiculaire à son plan. En ce qui concerne les remblais sur cavités potentielles, des développements en cours ont pour objectif principal de mieux prendre en compte le comportement du géosynthétique et de ses ancrages. Par le passé, de nombreuses méthodes analytiques ont été proposées pour le dimensionnement des ouvrages renforcés par géosynthétiques. Ces méthodes consistent à évaluer l'intensité et la géométrie des charges verticales agissant sur le renfort géosynthétique (ou indirectement le transfert de charge par effet voûte), les déplacements du renfort géosynthétique (notamment la flèche maximale) suite à son comportement en membrane, et in fine (en intégrant le phénomène de foisonnement) les tassements de surface qui constituent l'un des critères majeurs de dimensionnement. La Figure 1.1 illustre les principes de base du renforcement par géosynthétique sur cavité :

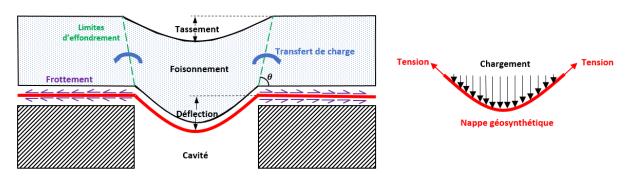


Figure 1.1. Schéma de principe du renforcement par géosynthétique d'une cavité et de l'effet membrane

Les méthodes de dimensionnement les plus connues sont le modèle de Giroud (1995), la norme anglaise BS 8006, la méthode issue du programme de recherche RAFAEL (Villard et Briançon, 2008), la méthode BGE (Schwerdt et al. 2004), etc. Ces méthodes sont généralement adaptées au cas des remblais granulaires. Or, la réalité des terrains lors de la construction des ouvrages réels est toute autre. Le sol naturel présente très souvent une certaine cohésion que ces méthodes ne prennent pas en considération. On est donc conduit à élargir le domaine d'application des méthodes de dimensionnement à des matériaux cohésifs. Toute la complexité du problème de dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement réside dans la prise en compte de la différence de comportement des sols lors d'un effondrement et la difficulté à évaluer les efforts d'ancrages ainsi que le chargement de la nappe, principalement dans le cas d'un sol cohésif.

### 1.4 Présentation générale du mémoire de thèse

Le présent mémoire de thèse se compose de 7 chapitres :

#### 1. Introduction générale

Ce chapitre présente : la problématique de renforcement par géosynthétique au-dessus de cavités naturelles ou anthropiques, le contexte des travaux de thèse et de l'axe de recherche EREVAN dans lequel ce travail s'inscrit, les objectifs généraux de ce mémoire et une présentation générale des différentes parties du mémoire de thèse.

#### 2. Renforcement par géosynthétiques au-dessus de cavités : synthèse bibliographique

Ce chapitre est consacré à une étude de l'état de l'art dans le domaine du renforcement du sol au-dessus de cavités. Cette partie rappelle d'abord le phénomène de mouvements de terrain : le fontis et l'affaissement, puis l'aléa associé et les solutions de prévention possibles. L'étude bibliographique présente également les différents produits géosynthétiques, leurs structures, leurs propriétés et leurs fonctions. Elle rassemble et synthétise les différentes méthodes analytiques pour dimensionner un renforcement géosynthétique sur une cavité : hypothèses, simplifications, limites et formules de calcul. A la fin de cette partie, les différentes méthodes de dimensionnement sont comparées entre elles sur une application montrant notamment leur divergence.

#### 3. Modélisation physique à échelle réduite : matériels et méthodes

Dans ce chapitre, nous présentons les modèles physiques utilisés dans ce travail pour étudier le comportement des remblais renforcés par géosynthétiques au-dessus de cavités. Nous discutons dans un premier temps l'application des conditions de similitudes aux modèles physiques utilisés. Nous décrivons par la suite le principe de fonctionnement de ces modèles et leurs caractéristiques principales. Le contexte technique d'instrumentation de la nappe géosynthétique et des modèles physiques, le mode opératoire et la réalisation des expérimentations sont également détaillés. Une technique d'analyse originale est proposée pour utiliser les résultats de corrélation d'images numériques afin de déterminer les sollicitations appliquées sur le géosynthétique (charge verticale ou contrainte de cisaillement à l'interface).

#### 4. Expérimentations à la trappe

Etant donné la complexité de la problématique d'effondrement d'un remblai sur une cavité, le chapitre 4 s'est focalisé dans un premier temps sur l'étude expérimentale du comportement d'un remblai de sol à l'aide du modèle classique bidimensionnel à la trappe. Ce type de modélisation physique présente l'avantage d'étudier en condition de déformation plane, le mécanisme de rupture d'un sol cohésif ou granulaire en présence ou en l'absence d'un renforcement. Il permet ainsi d'observer plus simplement les phénomènes d'interaction solgéosynthétique et d'analyser grâce à la technique de corrélation d'images, la déformation du géosynthétique et les mécanismes de transfert de charge et d'en déterminer sa répartition spatiale au droit de la cavité. Les résultats obtenus étant très complets, une comparaison poussée avec les méthodes de dimensionnement existantes est possible.

#### 5. Modélisation physique 3D : Résultats et discussion

L'objectif de ce chapitre est de modéliser à une échelle réduite en 3D, le comportement du sol renforcé par une nappe de géosynthétique. L'interaction sol-géosynthétique est reproduite dans une plate-forme d'essais, le simulateur de mouvements de terrain, développée par l'INERIS. Les essais ont été réalisés à une échelle 1/4 dans une cuve d'expérimentation destinée à recevoir un massif de sol allant jusqu'à 6 m<sup>3</sup>. Le but de cette partie est de comprendre par le biais du modèle 3D de l'INERIS, les mécanismes d'interaction entre le renforcement géosynthétique et le sol lors de son effondrement sur la nappe, et ceci en fonction du caractère granulaire ou cohérent du sol. Le travail expérimental dans cette partie consiste à réaliser des essais en présence d'une nappe géosynthétique implémentée à une profondeur déterminée (sous une faible épaisseur de sol). Deux types de sols ont été utilisés : le sable de Fontainebleau (sol granulaire) et un mélange sable + kaolin (sol cohésif). Une instrumentation assez complète a été mise en place pour l'exploitation des résultats de l'expérimentation. La nappe géosynthétique en PET utilisée est suivie par des radars millimétriques. Le modèle expérimental a également été équipé par des capteurs de contrainte, et le mouvement de sol en surface a été suivi par un système de caméras en utilisant la technique de corrélation d'images. Un modèle analytique est proposé pour l'interprétation des résultats obtenus.

#### 6. Expérimentation en vraie grandeur

Afin de tester en conditions réelles le comportement de la nappe de géosynthétique en présence d'un sol cohésif (naturel) une expérimentation in situ a été réalisée dans le cadre de cette thèse et présentée dans ce chapitre, sur la carrière Gide-Krebs, localisée sur la commune de Hellemmes (Lille - 59). Il s'agit d'une tête de catiche (ancienne exploitation de craie du Nord). Une fouille de 11 m x 5,3 m a été creusée pour déposer une nappe de géosynthétique de renforcement à une profondeur de 0,75 m. Le remblai est constitué du sol « cohésif » en place, caractérisé au préalable sur une profondeur de 4 m. L'objectif final de ce travail est de montrer l'intérêt technique, économique et environnemental de la technique de renforcement géosynthétique par rapport aux techniques classiques de prévention du risque fontis (notamment le pontage par dalle en béton).

#### 7. Conclusion générale et perspectives

Ce chapitre présente une synthèse des résultats obtenus grâce aux études expérimentales en laboratoire réalisées aux chapitres 4 et 5, sur le mécanisme d'effondrement d'un sol renforcé par un géosynthétique suite à l'effondrement et la remontée d'une cavité.

Nous discutons dans ce chapitre les améliorations apportées à la compréhension du comportement et de l'interaction sol – géosynthétique, notamment à la modélisation analytique de la distribution de charge et sa prise en compte dans le dimensionnement des ouvrages dans le cas d'un sol cohésif. Nous proposons des recommandations et améliorations du dispositif expérimental actuel pour en améliorer la pertinence et pour étendre son utilisation à d'autres cas et conditions d'essais.

# Chapitre 2

# Renforcement par géosynthétiques des cavités : synthèse bibliographique

#### 2.1 Introduction

Les mouvements de terrain regroupent plusieurs phénomènes tels que le tassement des sols par retrait ou dessiccation, le gonflement des sols argileux, le glissement dû à l'eau ou à la pesanteur, l'affaissement et l'effondrement liés à la présence de cavités souterraines. Seuls les mouvements de terrain dus à l'effondrement des cavités souterraines sont étudiés dans ce mémoire. Ces effondrements, généralement brusques, se traduisent par un affaissement plus ou moins important ou par l'apparition d'un cratère à la surface du sol. Ils se produisent suite à l'effondrement progressif des cavités souterraines, qui conduit avec le temps à une remontée du fontis en surface. Les cavités concernées par un effondrement sont liées à des remontées de fontis dont le toit est insuffisamment stable, limitées à quelques mètres de diamètre (moins de 5 m) et engendrées lors de l'exploitation de mine souterraine (chapitre 6).

Les études géologiques, les agences minières et les enquêtes sur le terrain au niveau local permettent généralement de déterminer le danger potentiel, d'estimer le degré d'aléa, de délimiter la zone menacée et de rassembler les informations sur le type, la géométrie et les dimensions de l'effondrement potentiel afin de disposer de statistiques fiables. Ces données sont des variables d'entrée indispensables pour la conception et l'analyse de toute solution possible pouvant réduire l'aléa associé.

Si les zones sujettes aux risques de mouvement de terrain sont habitées ou traversées par des voies de transport, une stabilisation préventive est requise. La stabilisation complète des cavités souterraines est rarement possible. Les solutions classiques consistent généralement à la mise en place de structures de type « dalle » installées sur toute la longueur de la zone exposée à l'affaissement ou l'effondrement. Seule la technique de renforcement par géosynthétique qui présente un intérêt à la fois environnemental, économique et technique sera étudiée dans ce mémoire.

## 2.2 Géosynthétiques et géotextiles de renforcement

Selon la norme NF EN ISO 10318, un géosynthétique est un produit, dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou de composé naturel. Les géosynthétiques apparaissent de manière générale sous la forme de longues bandes ou nappes fabriquées à partir de granulés de polymères (polyéthylène, polypropylène, polyester), et/ou de fibres de verre ou végétales.... Différentes opérations industrielles (extrusion, étirage, calandrage, thermoliage, ...) leurs sont ensuite appliquées, procurant à chaque géosynthétique des caractéristiques morphologiques et mécaniques spécifiques. Ces caractéristiques sont définies selon des essais normalisés, identifiés pour l'essentiel par des normes internationales de types ISO, européennes de type EN, ou nationales de types NF, DIN, ASTM.

Les géosynthétiques sont issus d'une grande variété de matériaux en polymères synthétiques spécialement conçus pour des utilisations dans les domaines du génie civil, de la protection de l'environnement et des ouvrages hydrauliques et de transport. Les produits géosynthétiques actuellement sur le marché peuvent être classés en six groupes, d'après la nature des matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation :

- Géomembrane
- Géosynthétique bentonitique
- Géotextile
- Géoespaceur
- Géogrille
- Géoconteneur

Les produits issus de la combinaison de manière industrielle de deux ou plusieurs géosynthétiques sont dits géocomposites. Ils remplissent plusieurs fonctions dans l'ouvrage. Les principales fonctions et applications des géosynthétiques sont résumées dans le Tableau 2-1.

Tableau 2-1. Les principales fonctions et applications des géosynthétiques

Produit	Fonction	Description	Applications
Géotextile	Séparation	Prévention du mélange de deux sols adjacents de nature différente.	Routes et autoroutes, voies ferrées.
Géotextile Géogrille Géoconteneur	Filtration	Maintien du sol soumis à des forces hydrodynamiques tout en permettant le passage de fluides à travers.	Routes, barrages, tranchées drainantes.
Géotextile Géoespaceur	Drainage	Collecte et transport des eaux souterraines et/ou d'autres fluides.	Drainage sous dallage, drainage sous remblai.
Géotextile Géogrille Géoconteneur	Renforcement	Améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.	Remblai sur sols compressibles, cavités souterraines.
Géomembrane Géosynthétique bentonitique	Étanchéité	Prévenir ou limiter la migration de fluides.	Bassins, ouvrages souterrains.
Géotextile Géoconteneur	Protection	Prévention ou limitation des endommagements localisés d'un élément donné.	Protection des géomembranes dans de diverses applications.
Géotextile Géoespaceur Géoconteneur	Résistance à l'érosion	Réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement.	Talus de déblai, pente naturelle.

L'appellation « géosynthétique de renforcement » regroupe plusieurs familles de produits : géotextiles, géogrilles et géoconteneur. La majorité des produits géosynthétiques de renforcement existant sur le marché est fabriquée à partir des polymères thermofusibles comme le polypropylène (PP), le polyéthylène (PE), le polyester (PET) et le polyamide (PA). Plusieurs additifs sont aussi utilisés lors de la production pour donner aux produits géosynthétiques des propriétés particulières selon les applications (comme des antioxydants, des stabilisateurs d'ultraviolets). Selon les éléments constituants, le procédé de fabrication et la structure, plusieurs types de géosynthétique de renforcement et de produits apparentés sont obtenus. Les principaux types sont présentés dans la Figure 2.1.

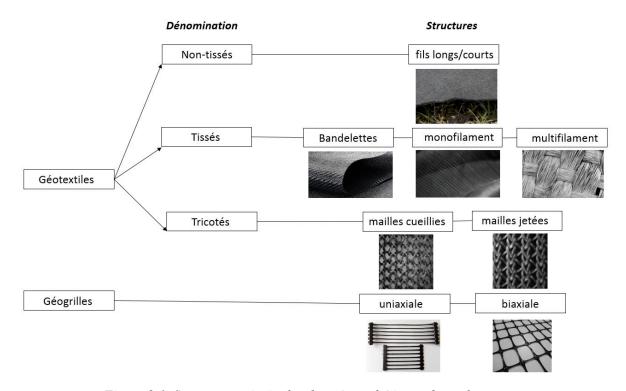


Figure 2.1. Structures principales des géosynthétiques de renforcement

# 2.3 Caractéristiques des géosynthétiques de renforcement et comportement à court et long terme

La connaissance des propriétés des matières premières des produits géosynthétiques permet à l'ingénieur d'anticiper son comportement et de déterminer le type de géosynthétique de renforcement à prescrire. Le dimensionnement d'ouvrage en géosynthétique nécessite de connaître les caractéristiques à court terme mais également à long terme des renforcements. Ce chapitre présente les facteurs les plus fréquents dans le domaine du génie civil ayant une influence sur les caractéristiques mécaniques des géosynthétiques de renforcement. Ainsi sera examinée l'influence du polymère de base, de la vitesse de l'étirement, de la température, du mode de fabrication et du fluage sur les caractéristiques à court et à long terme.

#### 2.3.1 Les matières premières et leurs propriétés

Les caractéristiques mécaniques des géosynthétiques dépendent du polymère de base utilisé et de la méthode de fabrication. Les polymères les plus utilisés sont :

- Les polypropylènes (PP)
- Les polyéthylènes (PE), à basse densité (LDPE) et à haute densité (HDPE)
- Les polyamides (PA)
- Les polyesters (PET)

Le Tableau 2-2 résume les valeurs des principales propriétés physiques et mécaniques des géosynthétiques en fonction des polymères cités ci-dessus :

Tableau 2-2. Propriétés physiques et mécaniques à court-terme des géosynthétiques selon le polymère de base

Polymère	Masse volumique (kg/m³)	Température de fusion (°C)	Résistance à la rupture (kN/m)	Allongement à la rupture (%)
PE	920-960	110-135	20-200	10-20
PP	900-910	160-165	20-600	8-20
PET	1380	250-260	20-1000	6-15
AR	1380-1470	350-500	40-1400	2-4

Note: les valeurs données dans ce tableau sont à titre indicatif (Van Santvoort, 1994)

En général, on distingue deux grandes catégories de produits géosynthétiques :

- Les produits ayant un module de traction (raideur) important et un allongement à la rupture faible de l'ordre de 10% (PET)
- Les produits ayant un module de traction faible et un allongement à la rupture supérieur à 20% (PE)

#### 2.3.2 Résistance en traction d'un géosynthétique

Le comportement en traction est la caractéristique la plus importante d'un géosynthétique pour ses applications en renforcement. Le comportement en traction, déterminé lors de la mise en traction jusqu'à la rupture du géosynthétique en déformation plane (NF EN ISO 10319), est caractérisé par la relation entre l'effort de traction T (force par unité de largueur exprimée en kN/m) et l'allongement  $\varepsilon$  du géosynthétique (exprimée en pourcentage).

A partir de la courbe « effort de traction – allongement », on détermine la résistance ultime à la traction et la raideur du géosynthétique. La résistance à la traction est définie à la fois par la force de rupture  $T_r$  (kN/m), correspondant à l'effort de traction maximal et l'allongement à la rupture  $\varepsilon_r$  (%).

Outre la force de rupture  $T_r$  et l'allongement à la rupture  $\varepsilon_r$ , qui traduisent le comportement en traction d'un produit géosynthétique, il est possible de caractériser la

résistance à la traction du géosynthétique par sa raideur J définie comme le rapport entre la force de traction T par unité de largeur et l'allongement  $\varepsilon$  correspondant. Elle s'exprime en kN/m. Les courbes « effort de traction – allongement » ne sont pas forcément linéaires. On définit alors plusieurs raideurs, correspondant à différents intervalles d'allongement (Figure 2.2).

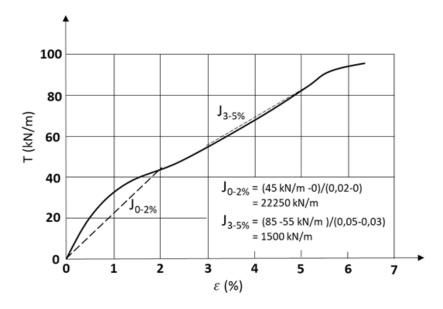


Figure 2.2. Exemple d'évaluation des raideurs sécantes à court terme pour deux plages de déformations définies sur une courbe de traction – allongement.

Des comportements isotropes et anisotropes sont également différenciés pour les géosynthétiques de renforcement. Un renforcement dit isotrope est un renforcement pour lequel la raideur dans le sens production  $(J_{SP})$  est égale à celle dans la direction perpendiculaire (travers)  $(J_{ST})$ . Au contraire, un géosynthétique anisotrope est tel que :  $J_{SP} \neq J_{ST}$ .

Un renforcement géosynthétique est considéré comme extrêmement anisotrope si la raideur axiale dans le sens production  $(J_{SP})$  est au moins dix fois supérieure à celle de  $J_{ST}$ , et si la déformation limite en sens travers  $(\varepsilon_{ST})$  vaut au moins deux fois la déformation limite dans le sens production  $(\varepsilon_{SP})$  (EBGEO, 2011).

#### 2.3.3 Influence de la vitesse d'étirement

Les courbes présentées à la Figure 2.3 illustrent l'influence de la vitesse de l'essai de traction sur le comportement du géosynthétique en fonction de la nature des polymères de base.

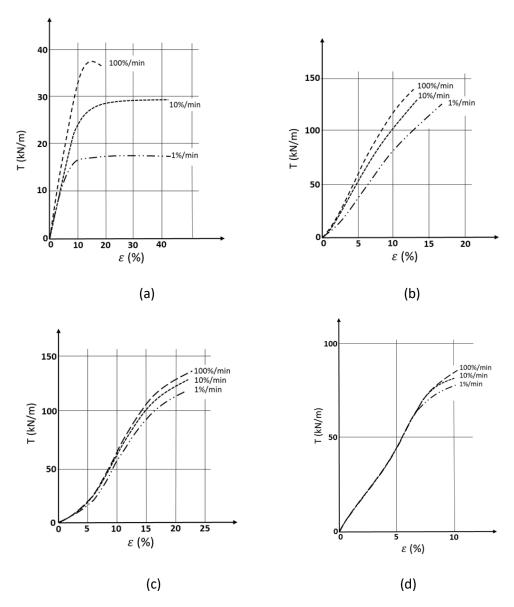


Figure 2.3. Courbe d'effort/allongement : (a) d'un monofil en polyéthylène ; (b) d'une bandelette en polypropylène ; (c) d'un multifilament en polyamide 6 ; (d) d'un multifilament en polyester (Source : Van Santvoort, 1994)

La vitesse de l'étirement joue un rôle important pour le polyéthylène et le polypropylène, elle est peu importante pour les polyamides et insignifiante pour les polyesters. Ces vitesses sont bien évidement à comparer avec les mouvements réels existants (rupture brutale ou lente).

#### 2.3.4 Frottement sol/géosynthétique de renforcement

Les propriétés de frottement sol/géosynthétique sont en relation directe avec la structure des matériaux en présence (sol et géosynthétique). Ils caractérisent les résistances au cisaillement (frottement) de l'interface entre les matériaux, le sol et le géosynthétique. Le frottement sol-géosynthétique est un phénomène décisif dans le principe de renforcement, dans la mesure où ce sont les déplacements relatifs du sol de couverture par rapport au géosynthétique qui permettent la mobilisation des efforts tangentiels et qui entrainent finalement sa mise en tension et assurent son ancrage.

Les mécanismes de résistance au cisaillement le long de l'interface sol/géosynthétique sont très complexes et dépendent à la fois des propriétés du sol et de la nappe de renforcement. Ainsi, différents tests et méthodes d'analyse ont été utilisés pour mieux comprendre ce phénomène (Briançon et al., 2011; Bergado et al., 2006; Feng et Lu 2015). Selon les recherches antérieures, la résistance au cisaillement de l'interface trouve sa valeur maximale après un faible déplacement relatif sol/géosynthétique. Ensuite, la résistance au cisaillement diminue progressivement avec l'augmentation du déplacement. La résistance résiduelle de cisaillement est atteinte après une déformation ou une sollicitation importante au-delà de la valeur au pic. Les courbes contrainte de cisaillement/déplacement relatif à l'interface peuvent être caractérisées par des relations linéaires (par exemple, critères de Mohr-Coulomb) ou non linéaires (Esterhuizen et al., 2001). Pour les applications de renforcement par géosynthétique sur cavité, Villard et Briançon (2008) ont utilisé la loi de frottement de Coulomb pour définir les forces de frottement d'interface entre le sol et le renforcement géosynthétique. Chen et al. (2008) supposent, pour déterminer la capacité maximale de l'ancrage, que le frottement d'interface dans la zone d'ancrage est totalement et immédiatement mobilisé. Feng et Lu (2015) ont adopté l'hypothèse de Chen et al. (2008) mais proposent d'utiliser un coefficient de réduction à titre conservatif (k) pour estimer le frottement à l'interface (Figure 2.4). L'interaction sol/géosynthétique dans les zones d'ancrage est étudiée plus en détails au chapitre 4.

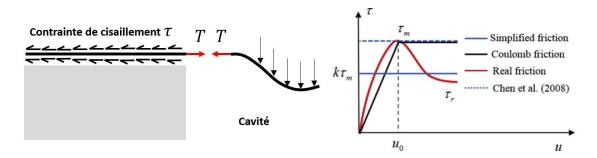


Figure 2.4. (a) Equilibre de l'élément géosynthétique dans la zone d'ancrage, (b) schématisation de la relation entre la résistance au cisaillement et le déplacement du géosynthétique (Feng et al. 2015)

#### 2.3.5 Influence de la température

Les températures normales ambiantes (20°C) n'affectent pas le comportement des différents polymères utilisés dans la fabrication des géosynthétiques de renforcement. Par contre, une température plus élevée a un effet important sur la résistance à la traction de ces polymères.

Vis-à-vis de la température moyenne de 20°C, la résistance à la traction des différents produits décroît lorsque la température croît. La température pour laquelle le produit perd 50% de sa résistance à la traction est selon Van Santvoort (1994) :

- 60°C pour le polyéthylène (PE)
- 115°C pour le polypropylène (PP)
- 180°C pour les polyamides PA 6 (obtenues à partir du caprolactam)
- 200°C pour les polyesters (PET) et les polyamides (PA 6.6) (obtenues à partir de l'acide adipique et de l'hexaméthylène diamine)

Les géosynthétiques en polyester sont les plus résistants à l'augmentation de la température. Pour certaines applications, il peut s'avérer nécessaire de tenir compte lors du dimensionnement d'une réduction plus ou moins importante des propriétés du géosynthétique due à la température.

#### 2.3.6 Fluages des produits géosynthétiques

Le fluage est un phénomène qui caractérise l'augmentation des élongations d'un géosynthétique dans le temps sous l'action d'une contrainte constante. Le fluage des produits géosynthétiques a fait l'objectif de nombreuses études (Franca et al., 2013). Le comportement de fluage des géosynthétiques dépend de l'état des contraintes appliquées mais surtout du type de polymère. Le procédé de fabrication a une importance moindre. Ces informations sont très importantes pour le dimensionnement, dans la mesure où un coefficient de sécurité sur la raideur du géosynthétique doit être considéré pour prendre en compte la déformation de fluage et garantir une déformation ultime toujours inférieure à la valeur admissible.

Le fluage des produits dépend principalement du polymère de base. Par exemple, pour un taux de travail égal de 30%, l'allongement dû au fluage sur 120 ans (ISO/TR 20432) pour des polymères en PET et PEHD est pour l'un de 1,40% tandis que pour l'autre il est de 3,45%, soit presque deux fois et demi plus important. Cet exemple illustre la disparité des valeurs que l'on peut obtenir en fonction du polymère utilisé. Les géosynthétiques de renforcement à base de PET sont généralement moins affectés par le phénomène de fluage que les géosynthétiques à base de PE et de PP.

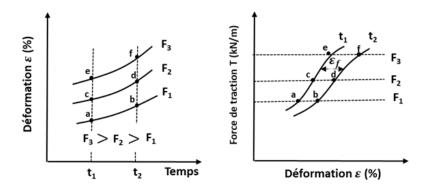


Figure 2.5. Détermination des courbes isochrones (à droite) à partir des courbes de fluage (à gauche)

#### 2.3.7 Durabilité

On distingue principalement deux types de problème :

• Endommagements mécaniques : ils sont directement liés au polymère et au mode d'assemblage. Ils doivent être déterminés à partir d'essais de résistance au poinçonnement, à l'abrasion, à l'éclatement et à la déchirure.

En règle générale:

- Moins le géosynthétique est souple, plus il est endommagé lors du compactage,
- Plus la surface de contact avec le sol est grande, plus le géosynthétique risque d'être endommagé lors du compactage.
- Environnement physico-chimique : les polymères sont soumis à des problèmes d'hydrolyse et d'oxydation. En règle générale, une durée de vie de 100 ans peut être raisonnablement envisagée si le polymère n'est pas exposé aux U.V et est associé à un environnement neutre ou légèrement acide (5<ph<9).

# 2.4 Stabilisation de mouvement de terrain par géosynthétique

#### 2.4.1 Principes et définitions

Deux principes de confortement de mouvement de terrain sont différenciés en fonction du degré de stabilisation recherché :

- Le principe de confortement optimal suppose que la stabilité est garantie pendant toute la durée de vie de la structure renforcée, et qu'aucune restriction d'utilisation de la structure ne survient à la suite d'effondrements. Par conséquent, la subsidence de terrain est très faible. Une remédiation après effondrement n'est pas planifiée.
- Le principe de confortement partiel suppose que l'affaissement local est admissible dans l'ouvrage renforcé par géosynthétique. Cependant, il ne peut pas dépasser une limite de subsidence maximale définie pour une durée déterminée (100 ans par exemple). La limite d'affaissement est spécifiée en fonction du type de projet. La durée de la charge est choisie sur une base spécifique au projet, de sorte que l'affaissement ou l'effondrement soit détecté de manière fiable pendant cette période par un système de surveillance installé ou lors d'inspections régulières de la structure. Des mesures de sécurité sur la circulation et sur l'accès aux zones d'effondrement sont prises immédiatement après la détection de la subsidence, ces mesures étant définies préalablement.

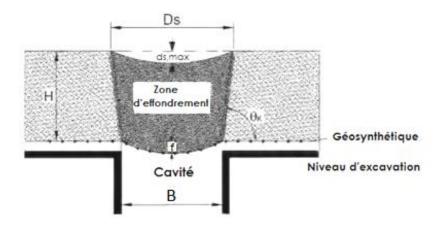


Figure 2.6. Représentation schématique d'un remblai renforcé et définitions (EBGEO)

Le principe de stabilisation partielle favorise l'utilisation des géosynthétiques de renforcement, pour lesquels le rôle de renfort doit être assuré temporairement le temps que l'ouvrage soit réparé. Les géogrilles, géotextiles ou composites à haute résistance à la traction ou à faible fluage sont généralement utilisés en une ou plusieurs nappes superposées.

Le renforcement géosynthétique est intégré au sol après la création d'une excavation. Le niveau d'excavation est situé à une profondeur (H) déterminée lors du dimensionnement. La couche de renforcement forme une zone de pontage de la cavité, la région au-dessus de la zone de renforcement correspond à la plate-forme de chargement (la route par exemple).

Dans de nombreuses applications, le renforcement géosynthétique doit être ancré dans les directions longitudinale et transversale quand des renforts (rubans, nervures, fibres) sont positionnés dans les sens trame et chaîne. Pour les applications aux remblais routiers ou ferroviaires renforcés sur cavité, la nappe de renforcement est le plus souvent déroulée et implantée longitudinalement au-dessus et de part et d'autre de la zone exposée à l'affaissement. Dans le sens transversal, un ancrage minimal est généralement adopté soit sous forme d'un ancrage plat lorsqu'aucune contrainte géométrique n'est requise soit sous forme d'un ancrage en tranchée (en U ou V) pour réduire la longueur d'emprise de l'ancrage et de l'excavation.

# 2.4.2 Analyse du comportement d'un renforcement géosynthétique au-dessus d'une cavité

Suite à l'apparition de la cavité, le géosynthétique de renforcement se met en tension. La nappe géosynthétique qui ne possède pas de résistance à la flexion, se déforme en membrane suite aux sollicitations extérieures. La forme de parachute prise par le géosynthétique lors de sa mise en tension a conduit initialement à considérer deux types de répartition de charge (q) au droit de la cavité : une répartition uniforme des contraintes verticales (Delmas 1979) et une répartition uniforme des contraintes normales (Perrier 1983).

Dans ce mémoire, nous présentons uniquement l'approche de Delmas (1979) qui reste la plus utilisée dans les méthodes de dimensionnement des renforcements géosynthétiques sur cavité. De nombreuses autres méthodes ont été proposées pour prendre en considération

d'autres géométries de chargement, d'autres conditions aux limites ou pour prendre en compte la compressibilité du sol au niveau de la cavité (Kempfert et al., 1999 ; Zaeske, 2002).

Pour étudier l'effet membrane, Delmas (1979) considère une nappe géosynthétique monodirectionnelle, horizontale, de largeur unité, fixée à ses deux extrémités et uniformément chargée (Figure 2.7). La nappe géosynthétique est supposée ponter une cavité ; la présence et l'action éventuelle d'un sol compressible sous la nappe est donc dans ce cas négligée.

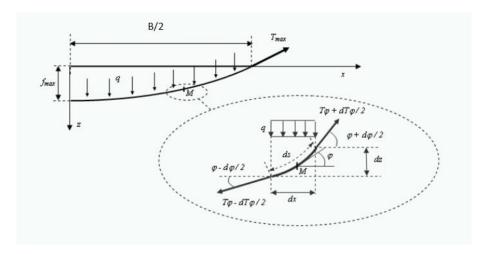


Figure 2.7. Equilibre d'un tronçon élémentaire de la nappe géosynthétique sollicité par une répartition uniforme des contraintes verticales (Le Hello, 2007)

#### On note:

- B : la largeur de la cavité (m)
- q : la charge verticale répartie uniformément sur le géosynthétique  $(N/m^2)$
- $\varphi$ : l'angle par rapport à l'horizontale du géosynthétique en un point M (rad)
- $T_{\varphi}$ : la tension dans le géosynthétique par unité de largeur en un point M (N/m)
- $\varepsilon_{\varphi}$ : la déformation dans le géosynthétique en un point M.
- J: la raideur en traction de la nappe géosynthétique (N/m).
- $f_{max}$ : la flèche verticale maximale du renforcement au centre de la cavité (m)
- $T_{max}$ : la tension maximale par unité de largeur, au bord de la cavité (N/m)
- $T_h$ : la composante horizontale définie par unité de largeur (constante sur toute la largeur de la cavité) de la tension dans le renforcement géosynthétique (N/m)

L'équilibre des efforts horizontaux et verticaux agissant sur un tronçon de nappe élémentaire de longueur curviligne déformée ds conduit à l'équation caractéristique de la déformée parabolique de la nappe géosynthétique :

$$Z(x) = \frac{qB^2}{8T_h} - \frac{qx^2}{2T_h}$$
 Eq. 2-1

La flèche maximale  $f_{max}$  du renforcement est obtenue au centre de la cavité pour x=0, d'où :

$$f_{max} = \frac{qB^2}{8T_h}$$
 Eq. 2-2

La tension maximale  $T_{max}$  aux points d'ancrage de la nappe  $(x=\pm B/2)$ , a pour composante horizontale  $T_h$  et pour composante verticale qB/2. On en déduit :

$$T_{max}^2 = T_h^2 + \left(\frac{qB}{2}\right)^2$$
 Eq. 2-3

En remplaçant  $T_0$  dans l'équation 2-3 par sa valeur issue de l'Eq. 2-2 on obtient :

$$T_{max} = \frac{qB^2}{8f_{max}} \sqrt{1 + \frac{16f_{max}^2}{B^2}}$$
 Eq. 2-4

Pour déterminer  $f_{max}$  et  $T_{max}$ , il est nécessaire d'introduire une loi de comportement pour le géosynthétique. Un comportement élastique linéaire est adopté par simplicité, donc en chaque point M de la nappe, la tension  $T_{\varphi}$  et la déformation  $\varepsilon_{\varphi}$  sont liées par la relation :

$$T_{\varphi} = J. \, \varepsilon_{\varphi}$$
 Eq. 2-5

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

$$\int_{x=0}^{x=B/2} \partial s - \frac{L}{2} = \int_{x=0}^{x=B/2} \varepsilon_{\varphi} \partial s$$
 Eq. 2-6

La résolution de l'Eq. 2-6 permet de calculer la valeur de  $T_0$ , à partir de laquelle on déduit  $f_{max}$  et  $T_{max}$  grâce aux Eq. 2-2 et Eq. 2-3.

Giroud (1995, 1996) a proposé une formule simplifiée pour déterminer les tensions, les déformations et la flèche maximale en fonction de la charge appliquée. L'auteur a défini une déformation moyenne sur la base de l'Eq. 2-2.

$$\varepsilon = \frac{\int_{x=0}^{x=B/2} \partial s - \frac{B}{2}}{\int_{x=0}^{x=B/2} \partial s} = \frac{8}{3} \left(\frac{f_{max}}{B}\right)^2$$
 Eq. 2-7

La tension maximale dans la nappe géosynthétique est obtenue par la combinaison des Eq. 2-4 et Eq. 2-7. Il en découle l'équation (2-8) dont la résolution permet de déterminer la déformation dans la nappe et par conséquent la flèche et la tension du géosynthétique.

$$T_{max} = \frac{qB}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} = J\varepsilon$$
 Eq. 2-8

# 2.5 Caractéristiques géotechniques des sols de remblai naturels ou analogiques

Un sol est un mélange de trois éléments solide (squelette), eau (libre ou non) et gaz (air). En fonction de la classification des particules solides d'un sol, des forces d'attractions intergranulaires (force électrique, force de Van Der Waals, etc.) peuvent influencer le comportement des sols. On distingue deux catégories de sols :

 Les sols fins, avec cohésion, dont les grains sont de dimensions inférieures à 20 μm.

Dans le cas d'un sol dit cohésif, les effets des forces d'attraction entre les grains est très importante. Les sols cohésifs sont peu perméables et ont une résistance au cisaillement et à la traction significative. Un sol à particules fines est très sensible à la teneur en eau, l'effet de la teneur en eau sur le comportement d'un sol cohésif est une question centrale en géotechnique (gonflements ou retraits).

• Les sols granulaires, sans cohésion, où les grains ont plus de 20 μm de diamètre.

Dans le cas d'un sol dit granulaire, les efforts d'interaction sont des forces normales et tangentielles qui résultent du frottement entre les gains. Leur comportement est indépendant de la teneur en eau. Les sols granulaires ont une résistance au cisaillement mais aucune résistance à la traction. De plus, ces sols sans cohésion sont perméables.

Il faut noter que dans la réalité, les sols naturels sont le plus souvent constitués d'un mélange de particules de différentes dimensions (argiles, limons et sable), soit un état intermédiaire entre les sols granulaires et les sols cohérents.

Le comportement d'un sol cohésif renforcé par géosynthétique sur cavité est l'objectif majeur de ce travail de thèse. Les expérimentations réalisées pendant la thèse sur des matériaux granulaires ont pour but principal de valider les protocoles expérimentaux et les techniques de mesures par comparaison aux résultats existants. Les expérimentations réalisées avec les matériaux cohésifs, dans les mêmes conditions d'essai, ont pour but d'étudier l'effet de la cohésion sur le comportement d'une couche de sol lors d'un effondrement souterrain localisé.

Pour la série d'essais effectués dans le cadre de cette thèse avec un sol granulaire, les matériaux considérés sont le sable de Fontainebleau et le gravier. Les deux matériaux sont couramment utilisés pour la modélisation physique en géotechnique (Nghiem, 2015; Chevalier, 2008). Les propriétés mécaniques et géométriques des matériaux utilisés sont données en détails au chapitre 3.

Pour la série d'essais avec un sol cohésif, le choix d'un sol naturel prélevé sur un site est peu aisé car il est difficile avec ces matériaux de garantir l'homogénéité et la reproductibilité des massifs mis en œuvre. Les hétérogénéités spatiales au sein d'un même dépôt conduisent à une dispersion importante des résultats d'où le recours aux sols artificiels reconstitués.

La reconstitution au laboratoire de sols intermédiaires, représentatifs des dépôts de sols naturels, a fait l'objet de différents travaux impliquant généralement deux types de mélange :

- Mélange de sable et de ciment
- Mélange de sable et d'argile

Le but de ces travaux est de définir un sol représentatif, homogène et reproductible dont le comportement est proche de celui d'un sol réel. Des essais de reconstitution d'un mélange sable-ciment ont été réalisés par (Dupas et Pecker, 1979; Clough et al., 1981; Mitchell, 1986; Abdulla et Goodings, 1996; Ismail et al. 2002; ...). Différents types de ciments usuels ont été utilisés dans la procédure de traitement (cimentation) du sable (ciment portland, ciment portland composé et ciment de haut-fourneau). Plusieurs méthodes de préparation ont été proposées et testées. L'objectif de ces essais étant, grâce à des essais de caractérisation des sols, d'évaluer l'influence des dosages et des procédés de mise en œuvre sur les caractéristiques mécaniques de ces matériaux telles que la cohésion c et l'angle de frottement c0. Ces travaux montrent que l'utilisation d'un mélange composé de sable et de ciment permet suivant le dosage de ciment utilisé d'obtenir des intervalles assez larges de la cohésion et d'angle de frottement. L'inconvénient majeur de cette technique est lié à la forte dépendance des caractéristiques mécaniques du mélange vis-à-vis de l'âge du massif de sol. De plus, un faible pourcentage de ciment (3 à 5%) peut conduire à des fortes hétérogénéités et à une mauvaise reproductibilité du sol en raison de la difficulté de bien homogénéiser le mélange.

D'autres auteurs (Cola, 2002 ; Tanaka et al., 2001 et Kimura et al., 1994) ont présenté des travaux sur des mélanges constitués de sable et d'argile. Ils ont démontré que ce type de mélange fournit un comportement intermédiaire lorsque la proportion de fines est comprise entre 20 et 50%. Ces dernières études se sont focalisées sur des sols reconstitués en laboratoire à partir de sable de Fontainebleau et d'argile (dont la kaolinite Speswhite) selon

des proportions variées. La kaolinite Speswhite est très utilisée dans les laboratoires de recherches pour différentes raisons. Les plus importantes, selon Rossato et al., 1994, sont liées à sa disponibilité commerciale, à sa structure relativement stable et à l'absence de retrait et de gonflement. Les principales caractéristiques physiques de la kaolinite Speswhite (utilisée dans le cadre de la thèse) sont données dans le *Tableau 2-3*.

Tableau 2-3. Propriétés physiques de la kaolinite Speswhite (Boussaid, 2005)

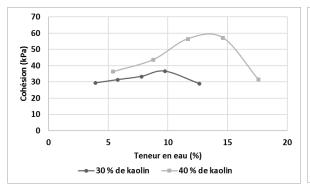
Poids volumique des grains solides	$26,5 \ kN/m^3$				
Surface spécifique	$30 m^2/g$				
Limites d'Atterberg					
Limite de liquidité	55 %				
Limite de plasticité	30 %				
Indice de plasticité	25 %				
Diamètre de	Diamètre des particules				
< 0,002 mm	79 % en masse				
$> 0.01 \ mm$	0,5 % en masse				
Caractéristiques de compactage (optimum Proctor Normal)					
Poids volumique sec maximal	$14,5 \ kN/m^3$				
Teneur en eau optimale	29 %				

Malgré les difficultés liées à sa préparation, le mélange sable-kaolin se révèle le plus approprié pour simuler les sols naturels. Ce choix a été adopté par Boussaid (2005). Dans le but d'obtenir une meilleure connaissance du comportement mécanique des sols intermédiaires représentés par des mélanges sable-kaolinite, Boussaid (2005) a réalisé plusieurs séries d'essais pour mettre en évidence l'effet de la teneur en eau, du pourcentage de kaolinite et des conditions d'essais (vitesse de cisaillement) sur la résistance au cisaillement du mélange reconstitué. Les essais réalisés sont principalement des essais de cisaillement à la boîte et des essais triaxiaux.

Dans une première série d'essais (Boussaid, 2005), le mélange sable-kaolin a été étudié pour différentes fractions de kaolin de 10, 20, 30, 40, 50 et 60%, dans les conditions de l'optimum en eau et après une pré-consolidation de 500 kPa. En dessous de 20% de kaolin le mélange semble présenter un comportement proche de celui du sable (cohésion c pratiquement nulle et angle de frottement interne au pic  $\emptyset = 35^{\circ}$ ). Au-delà de 50% de kaolin, la fraction argileuse semble largement prédominante sur le comportement du mélange ( $c = 43 \, kPa$  et  $\emptyset = 11^{\circ}$ ). Il a ainsi été démontré que les mélanges de 30% à 40% de kaolinite permettent d'obtenir la plage de résistance au cisaillement la plus intéressante en termes de c et  $\emptyset$ . Un mélange à 30% de kaolinite préparé à 13% de teneur en eau présente un angle de frottement interne  $\emptyset = 28^{\circ}$  et une cohésion  $c = 30 \, kPa$ , ces valeurs sont de 18° et 58 kPa respectivement pour une fraction kaolinite de 40%.

Pour étudier l'effet de la teneur en eau, une deuxième série d'essais de caractérisation (Boussaid, 2005) a été consacrée à deux mélanges de 30% et 40% de kaolinite. Une variation de la teneur en eau entre 4 et 18% a été adoptée. L'augmentation de la teneur en eau accroît la

cohésion du mélange jusqu'à une valeur maximale et ensuite elle provoque sa diminution alors que l'angle de frottement diminue quand la teneur en eau devient plus élevée (*Figure 2.8*). Ces premiers résultats ont permis d'orienter le choix que nous avons fait pendant la thèse d'utiliser un mélange de 30% de kaolin et 70% de sable humidifié à moins de 12% d'eau.



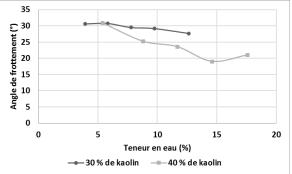


Figure 2.8. Variation de la cohésion et de l'angle de frottement du mélange sable-kaolin en fonction de la teneur en eau pour les mélanges de 30 et 40 % de kaolinite Speswhite (Boussaid, 2005)

L'effet de la vitesse de cisaillement sur les paramètres (c et  $\emptyset$ ), a également été étudié (Boussaid, 2005) lors d'une troisième campagne d'essais menés à des vitesses de cisaillement allant de 0,03 mm/min à 0,3 mm/min. La fraction d'argile a été fixée à 30%, la teneur en eau variant entre 4 et 12%. Les résultats des essais ont montré qu'à une teneur en eau de 8%, la vitesse de cisaillement a très peu d'effet sur la cohésion et sur l'angle de frottement interne du mélange.

Au vu des résultats obtenus par (Boussaid, 2005), un mélange à 30% de kaolinite préparé à une teneur en eau de 8% permet d'obtenir un matériau dont le comportement est proche de celui d'un sol naturel. Ces proportions permettent d'obtenir des valeurs intermédiaires en termes de cohésion et d'angle de frottement, des caractéristiques peu sensibles à la vitesse de chargement et en plus un matériau stable dont la préparation est relativement aisée.

### 2.6 Méthodes usuelles de dimensionnement du renforcement géosynthétique dans le cas d'un remblai non cohésif

### 2.6.1 Principes généraux de dimensionnement

Les méthodes d'analyse du pontage des zones effondrées à l'aide de renforcement géosynthétique font l'objet d'évolution constante et sont le plus souvent soumises à des normes, pratiques ou réglementations spécifiques à chaque pays. Sans être exhaustif, nous présenterons dans ce chapitre les principales méthodes ou concepts les plus usités.

Les principales étapes de dimensionnement comprennent :

• Le choix d'une déformation maximale admissible  $d_s/D_s$ :

Le degré de déformation de surface acceptable peut être estimé en fonction de la stratégie de conception et d'utilisation du renforcement. Le renforcement est généralement conçu pour supporter le remblai sus-jacent pendant la durée de vie de l'infrastructure de façon à ce que le tassement de surface reste dans les limites de service acceptables. Les déformations admissibles en surface dépendent des exigences spécifiques du projet, et sont spécifiées au cas par cas. Ci-dessous les critères adoptés pour certains types de projet selon (1) EBGEO (2011) et (2) Lawson et Yee (2011) :

Type de projet	Restriction
Voies ferrées	$d_s/_{D_s} \le 0.2\% \text{ Et } d_s \le 1cm \text{ (1)}$ $d_s/_{D_s} \le 0.5\% \text{ (2)}$
Autoroutes (vitesses élevées)	$1.0\% \le \frac{d_s}{D_s} \le 1.7\%$ (1) $\frac{d_s}{D_s} \le 1.0\%$ (2)
Routes secondaires (vitesses faibles)	$1,7\% \le \frac{d_s}{D_s} \le 2,5\%$ (1) $\frac{d_s}{D_s} \le 2,0\%$ (2)
Autres routes urbaines, parking, etc.	$2.5\% \le \frac{d_s}{D_s} \le 7\%$ (1)
Parcs et zones piétonnes	$d_s/D_s \le 5.0\%$ (2)

Tableau 2-4. Exemple de critères permettant de définir les valeurs  $d_{s,adm}$ 

#### • Le choix de la géométrie de la zone effondrée

Parmi les différentes approches du comportement du sol au-dessus de la cavité on peut distinguer celles qui supposent un écoulement du sol suivant une zone plus ou moins tronconique de celles qui prennent en compte un volume de sol effondré cylindrique au droit de la cavité. En fonction de la géométrie de l'effondrement, la déformation maximale admissible de la nappe géosynthétique peut être calculée. Celle-ci constitue une valeur de référence pour la présélection du renforcement géosynthétique.

• Le calcul de la charge agissant sur la nappe géosynthétique et les tensions induites

Pour calculer la charge agissant sur la nappe géosynthétique, les méthodes usuelles de dimensionnement prennent le plus souvent en considération une réduction de contrainte par rapport au poids du sol sus-jacent ( $\gamma H$ ) qui est fonction des caractéristiques géométriques (H et B) et mécaniques (C et  $\varphi$ ) du remblai.

L'effet membrane est pris en compte grâce à des formulations analytiques telles que présentées au paragraphe 2.4. Ces formulations peuvent être appliquées à des nappes

unidirectionnelles et bidirectionnelles, pour un modèle de report de charge uniaxial et biaxial respectivement. En première approximation, une nappe bidirectionnelle peut être assimilée à une nappe monodimensionnelle d'une raideur équivalente à la somme de l'ensemble des directions de renforts  $(J = I_{SP} + I_{ST})$ .

En France, les approches de dimensionnement étaient jusqu'alors définies par rapport à la norme NF EN 1990, en particulier en termes de combinaisons d'actions (AC), de classes de sécurité (SC), et de cas de chargement (LC). Le renforcement doit être sélectionné pour s'assurer que l'aptitude au service est maintenue et que l'état limite ultime ne se produit pas. Ainsi, la présence du renforcement doit remplir les critères d'état limite de service de la structure. Un projet de norme PR XP G38063-2 dédié au renforcement par géosynthétique des remblais sur cavités et prenant en compte les développements récents dans ce domaine vient d'être adopté (Nancey et Delmas, 2019).

#### • Le calcul du tassement en surface

Quand un sol est soumis à un effondrement, celui-ci se trouve fortement remanié. Selon la nature de l'effondrement (effondrement progressif ou brusque) et en fonction de la nature du sol de remblai considérée (matériau cohésif ou non cohésif) on estimera différemment le tassement de surface. La méthodologie proposée par la norme anglaise BS8006 (2010) suppose un effondrement tronconique, sans foisonnement du sol, qui conduit à minimiser le tassement de surface compte tenu d'un élargissement en surface de la zone effondrée. La méthode RAFAEL (Giraud, 1997) basée sur l'hypothèse d'un effondrement cylindrique et prenant en compte le foisonnement du sol, permet d'établir une relation entre le tassement de surface  $(d_s)$ , la flèche maximale du géosynthétique  $(f_{max})$ , la hauteur du remblai (H), le diamètre de la cavité (B) et le coefficient de foisonnement ou d'expansion  $C_e$ , qui est généralement utilisé dans le cas d'un sol granulaire.

• Le calcul de la longueur d'ancrage nécessaire à la dissipation de la tension dans la nappe géosynthétique

Généralement, les niveaux de sollicitations de la nappe géosynthétique au-dessus de la cavité, et de glissement dans les zones d'ancrage doivent être étudiés de manière adéquate pour empêcher la rupture et l'arrachement de l'ancrage géosynthétique.

Les méthodes de dimensionnement analytiques actuelles utilisent le plus souvent la même procédure d'analyse du comportement du géosynthétique sur cavités. Elles sont basées sur des démarches qui consistent à évaluer successivement la charge (q) agissant sur le géosynthétique, les tensions  $(T_{max})$  induites, la flèche maximale de la nappe géosynthétique  $(f_{max})$ , le tassement correspondant en surface  $(d_s)$  et la longueur d'ancrage nécessaire pour assurer la stabilité de la structure renforcée. Chacune de ses étapes implique des hypothèses simplificatrices caractérisant chaque méthode. On se propose ici de faire un état des connaissances de ces méthodes de dimensionnement pour en préciser les hypothèses et leur domaine de validité.

### 2.6.2 La méthode de dimensionnement RAFAEL

Une des premières études menées en France sur la thématique du renforcement sur cavités par géosynthétique est celle issue du projet RAFAEL (Renforcement des Assises Ferroviaires et Autoroutières contre les Effondrements Localisés).

La méthode RAFAEL suppose que la zone de sol effondrée au-dessus du renforcement géosynthétique est cylindrique. La flèche maximale du renforcement géosynthétique est calculée à l'aide de l'affaissement maximal admissible en surface et en fonction du coefficient de foisonnement  $C_e$ . Le coefficient de foisonnement ou d'expansion  $C_e$  (dont la détermination ne fait pas l'objet d'une norme et dont la valeur reste difficilement quantifiable) est introduit pour prendre en considération l'augmentation de volume du sol consécutif à son remaniement lors de l'effondrement. Etant le seul lien entre la flèche maximale du géosynthétique et le tassement de surface, ce paramètre a une influence importante sur le dimensionnement. Le tassement maximal en surface est calculé par :

$$d_{s,max} = f_{max} + \vartheta.H (C_e - 1)$$
 Eq. 2-9

Des valeurs de 1,03 à 1,1 de  $C_e$  semblent appropriées pour des matériaux granulaires classiquement utilisés pour les remblais courants. Le coefficient  $\theta$  dans l'Eq. 2-9 dépend du type de la cavité,  $\theta$  vaut 2 pour une cavité circulaire et 3 pour une tranchée rectiligne.

Les contraintes normales agissant sur le géosynthétique sont calculées en fonction du poids du sol au-dessus de la cavité et de la surcharge (p) en surface, à l'aide de la méthode d'équilibre limite développée par Terzaghi (1943).

Un schéma de l'expérience de Terzaghi est présenté à la Figure 2.9. Terzaghi a déposé une couche de sable (cohésion C=0) de hauteur (H) et de poids volumique ( $\gamma$ ) au-dessus d'une plateforme munie une trappe mobile de largeur (B). Fixe, la trappe est soumise à une pression égale à  $\gamma H$ . Lorsque la trappe est abaissée, le sable au-dessus de la cavité a tendance à se déplacer vers le bas suivant une colonne verticale ; cependant, le mouvement relatif à l'intérieur du sol est opposé à la résistance au cisaillement entre le sol et les masses de sol adjacentes qui sont restées stables. La résistance au cisaillement tend à maintenir la masse de sol au-dessus de la trappe dans sa position d'origine et, par conséquent, les contraintes sont transférées de sorte que la pression diminue sur la trappe et augmente sur les parties fixes adjacentes.

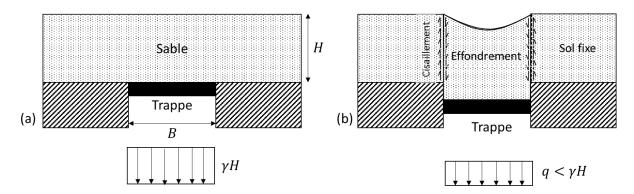


Figure 2.9. Schématisation de Terzaghi de l'évolution de l'état de contrainte verticale au droit d'une cavité (a) avant et (b) après abaissement de la trappe

L'équilibre d'un tronçon cylindrique de sol effondré permet d'établir l'expression de la contrainte verticale, supposée uniforme, agissant sur la trappe :

$$q = \sigma_{vg} = \frac{B(\gamma - \frac{\alpha C}{B})}{\alpha K \tan \phi} \left( 1 - e^{\alpha K \tan \phi \frac{H}{B}} \right) + p e^{\alpha K \tan \phi \frac{H}{B}}$$
 Eq. 2-10

La valeur de la contrainte transmise sur la trappe ou une nappe géosynthétique potentielle placée à la base du remblai est fonction du type de cavité, des propriétés du sol de remblai et de la surcharge (p) en surface. K, le rapport entre les contraintes horizontales et verticales au niveau de la zone de glissement, proposé dans le cas de la méthode RAFAEL, est  $K_a = (1-\sin\emptyset)/(1+\sin\emptyset)$ . Différentes valeurs du coefficient K ont été proposées par la suite par de nombreux auteurs sans qu'aucune définition ne fasse actuellement l'unanimité (Cox, 2014). Les différentes valeurs proposées dans la littérature pour le coefficient K sont rappelées dans le Tableau 2-5. La sensibilité de l'équation de Terzaghi aux différentes formulations de K est clairement illustrée au chapitre 4, où nous appliquons à la retro analyse d'une expérimentation à la trappe. Le coefficient  $\alpha$  dans l'Eq. 2-10 dépend de la géométrie de la cavité,  $\alpha$  égal à 4 pour une cavité circulaire et 2 dans le cas d'une cavité longitudinale.

RéférenceExpression de KMarston et Anderson (1913) $K = K_a = (1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)$ Terzaghi (1943)K = 1Handy (1985) $K = 1,06(\cos^2\psi + K_a\sin^2\psi)$ Ladanyi et al. (1969) $K = K_E = (1 - \sin^2\phi)/(1 + \sin^2\phi)$ Aubertin et al. (2003) $K = K_P = \tan^2\psi$ Chen et al. (2010) $K = (\cos^2\psi + K_p\sin^2\psi)/(\sin^2\psi + K_a\cos^2\psi)$ Huckert et al. (2014)K = 1,3 (Pour un matériau granulaire roulé 20/40 mm) $\phi$  est l'angle de frottement interne du sol et  $\psi = \pi/4 + \phi/2$ 

Tableau 2-5. Différentes expressions de K.

Dans le cas des remblais renforcés sur cavités, la résistance au cisaillement mobilisée par frottement sur la périphérie de la colonne de sol effondré induit une réduction des contraintes sur la nappe géosynthétique. Suite à l'effondrement d'une partie du sol sur la nappe géosynthétique au-dessus de la cavité, celle-ci se met en traction. Le renforcement géosynthétique doit donc être ancré à l'extérieur de la zone sujette à l'affaissement dans la ou les directions de renforcement (sens production et transverse). S'il n'y a que peu d'espace disponible pour l'ancrage, les géosynthétiques peuvent être ancrés par des tranchées d'ancrage. Lorsqu'un géosynthétique monodirectionnel est utilisé (remblais routiers ou ferroviaires), un ancrage minimal (de l'ordre de 0,5 m) est généralement admis dans le sens transversal (EBGEO), où aucune tension n'est supposée agir dans cette direction. L'annexe A-1 récapitule les principales équations et étapes de dimensionnement selon la méthode RAFAEL.

# 2.6.3 Evolution de la méthode de dimensionnement RAFAEL: prise en compte du comportement dans les zones d'ancrage et du changement d'orientation de la nappe aux bords de la cavité

Des développements ultérieurs ont été proposés par Villard et Briançon (2008) sur la méthode RAFAEL pour prendre en considération l'étirement et les mouvements de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrages. La reformulation de la méthode RAFAEL tient compte du mécanisme d'effondrement proposé dans la méthode RAFAEL, tels que la géométrie de la zone d'effondrement, la réaction latérale et le foisonnement du remblai. Les nouveaux développements ont été proposés pour prendre en considération le comportement de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage. On observe dans ces zones, situées de part et d'autre de la cavité, des déformations de la nappe plus ou moins importantes qui sont nécessaires pour mobiliser par frottement les efforts de tension de la nappe géosynthétique faisant suite à l'effondrement du sol de remblai au-dessus de la cavité. Ces déformations participent à l'augmentation de la longueur de nappe située au-dessus de la cavité, ce qui induit un accroissement des déplacements verticaux de la nappe et des tassements plus importants en surface.

Pour déterminer le comportement du géosynthétique au-dessus de la cavité on note q la charge répartie agissant au-dessus de la cavité,  $q_0$  les charges réparties agissant sur les côtés et  $U_A$  est le déplacement horizontal du point A de la nappe géosynthétique (situé au bord de la cavité) qui résulte de la mise en tension de la nappe dans les zones d'ancrage (Figure 2.10).

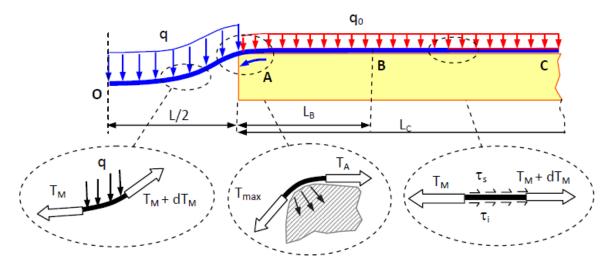


Figure 2.10. Nouveaux développements proposés par Villard et Briançon (2008) sur la méthode RAFAEL

Les lois de frottements considérées aux interfaces sol/géosynthétique dans les zones d'ancrage sont des lois de frottement de type Coulomb. La reformulation de Villard et Briançon (2008) considère un déplacement relatif sol/géosynthétique caractéristique noté  $U_0$ , à partir duquel le frottement maximal est mobilisé. Ainsi, pour des valeurs de déplacement horizontal de la nappe inférieures à  $U_0$ , le frottement maximal ne peut pas être mobilisé pour équilibrer les tensions. Cela mène à une zone d'ancrage plus importante que celle calculée par la méthode RAFAEL, qui considère un frottement maximal sur toute la longueur de l'ancrage. La détermination de  $U_0$  peut expérimentalement s'avérer complexe, des valeurs comprises entre 2 mm et quelques centimètres peuvent être considérées si l'on tient compte des ondulations et des plis de la nappe suite à sa mise en œuvre.

Le dimensionnement selon la méthode RAFAEL amendée par Villard et Briançon (2008), est détaillé dans l'annexe A-2.

### 2.6.4 Méthode de dimensionnement BS8006

La formulation décrite dans le BRITISH STANDARD (BS8006, 2010) pour dimensionner un renforcement géosynthétique propose un calcul simplifié, basé sur deux hypothèses principales :

- a) L'effondrement s'effectue à volume constant suivant une forme tronconique (Figure 2.11), le remblai est supposé non dilatant ( $C_e = 0$ ). L'angle d'ouverture du cône  $\theta$  est égal à l'angle de frottement interne au pic du sol de remblai
- b) Il n'y a pas de report de charge dans le sol du remblai.

Le BRITISH STANDARD conduit en général à un dimensionnement sécuritaire (Huckert, 2014).

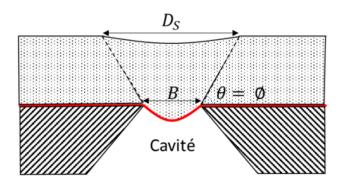


Figure 2.11. Géométrie d'effondrement adoptée par la méthode BS8006

La contrainte agissant sur la nappe géosynthétique est supposée uniforme et verticale, son intensité est définie par :

$$q = \gamma H + p$$
 Eq. 2-11

Le dimensionnement tient compte des limites maximales de déformation en surface, pour déterminer les propriétés de traction nécessaire de la nappe de renforcement. Pour calculer la longueur d'ancrage, la méthode BS8006 suppose que le frottement maximal d'interface sol/renforcement est mobilisé au maximum sur toute la longueur d'ancrage. La procédure générale de dimensionnement d'un renforcement géosynthétique par la norme BS 8006 est récapitulée en Annexe A-3.

### 2.6.5 Méthode de dimensionnement BGE (Schwerdt et al. 2004)

La méthode BGE (citée dans EBGEO, 2011) de dimensionnement du renforcement géosynthétique dans les zones vulnérables à un effondrement reprend les principes de dimensionnement déjà décrits ci-dessus, concernant le comportement du renforcement géosynthétique au droit d'une cavité. Par rapport aux autres méthodes de dimensionnement, la méthode BGE tient compte du caractère isotrope ou anisotrope du renforcement

géosynthétique. Les mécanismes de chargement de la nappe de renforcement dans les deux directions de renforcement sont pris en compte et quantifiées par le rapport  $(J_{SP}/J_{ST})$  des modules de la nappe géosynthétique dans le sens production  $(J_{SP})$  et dans le sens travers  $(J_{ST})$  (Annexe A-4).

La géométrie de l'effondrement est supposée tronconique, un effondrement en forme d'entonnoir s'étendant jusqu'à la surface avec un angle  $\theta$  est adopté. Si aucune investigation précise n'a été effectuée, une valeur de  $\theta=85$ ° est retenue pour l'analyse. Le sol au-dessus de la cavité peut s'effondrer sans ou avec une réaction latérale avec la partie du remblai au repos en fonction des propriétés mécaniques et géométriques du remblai notamment le rapport H/B.

Pour un remblai granulaire (non cohésif) la flèche maximale du renforcement géosynthétique est liée au tassement en surface par le coefficient de foisonnement  $C_e$ . Les recommandations EBGEO (2011) proposent une valeur de  $C_e = 1,03$  pour un matériau à grains ronds, et  $C_e = 1,05$  pour les granulats concassés. La valeur de  $C_e$  peut être aussi dérivée de données expérimentales recueillies lors d'observations sur sites ou d'expérimentations en vraie grandeur.

Pour déterminer la contrainte verticale, supposée uniforme agissant sur la nappe géosynthétique, trois modèles, fonction du rapport H/B sont utilisés :

#### • H/B < 1

Un effondrement cylindrique sans action latérale du sol adjacent est retenu. La valeur de la contrainte uniforme agissant sur la nappe géosynthétique est calculée en considérant le poids propre du sol et la surcharge en surface (p) par :  $q = \gamma H + p$ .

#### • 1 < H/B < 3

Un effondrement avec réaction latérale du sol latéral se produit. Dans ce cas, la contrainte verticale agissant sur le géosynthétique de renforcement est réduite selon la méthode de Terzaghi (Eq. 2-10). Dans ce cas, le coefficient K (rapport des contraintes horizontales et verticales) est supposé égal au coefficient de poussée des terres active  $K_a$ :  $K = K_a$ . Si le sol du remblai présente une certaine cohésion, il faut s'assurer que sa valeur n'est pas supérieure à  $\gamma D$  / 4 pour pouvoir considérer ce mode d'effondrement.

#### • H/B > 3

Un phénomène d'arche peut se développer. La contrainte transmise sur le géosynthétique est fonction du poids propre du sol effondré sous l'arche. La hauteur minimale (h) du sol impliqué dans l'effondrement en dessous de l'arche est supposée égale à B et un tassement nul est admis en surface. La contrainte moyenne verticale transmise à la nappe géosynthétique est supposée égale à :  $q = \gamma h$ .

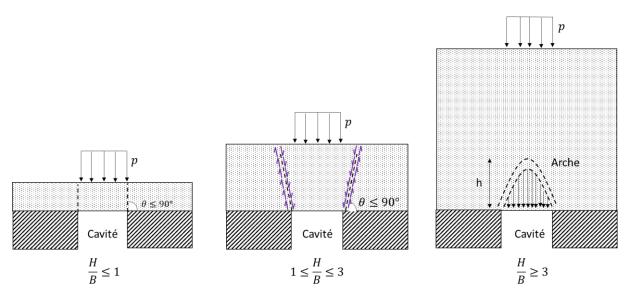


Figure 2.12. Modèles d'effondrement d'un remblai granulaire en fonction du rapport H/B selon la méthode BGE

# 2.6.6 Evolution des méthodes de dimensionnement suite aux expérimentations effectuées dans le cadre du projet GeoInov par Huckert et al. (2014) dans le cas d'un remblai granulaire

Certains aspects du comportement d'un remblai granulaire renforcé par géosynthétique ont pu être adaptés ou confirmés par des plots expérimentaux en vraie grandeur réalisés dans le cadre du projet GeoInov (2014) sur le thème des effondrements localisés. En plus de ces expérimentations, une modélisation numérique basée sur le couplage entre les méthodes des éléments discrets et des éléments finis a été utilisée pour étudier le comportement des remblais granulaires renforcés par géosynthétiques sur des zones à fort risque d'effondrement. Par une comparaison avec les résultats expérimentaux obtenus, la pertinence du modèle numérique a été démontrée ; il a été utilisé par la suite pour une meilleure compréhension des mécanismes d'effondrement et pour l'amélioration des méthodes de dimensionnement existantes présentées au paragraphe 2.6.



Figure 2.13. Dispositif expérimental des essais réalisés lors du projet GeoInov (Huckert, 2014)

Numériquement, deux processus d'ouverture du diamètre de la cavité ont été testés : un processus d'ouverture progressif du diamètre de la cavité et un processus de tassement progressif pour un diamètre de cavité donné. Il a été établi que :

- La zone de sol affectée par la création de la cavité est le cylindre de sol situé audessus de la cavité. La réduction maximale de charge par cisaillement sur la périphérie du cylindre de sol effondré est, pour les hauteurs de remblai testées, peu dépendante du processus d'ouverture de la cavité.
- Pour un rapport H/B compris entre 0,5 et 4, l'intensité de la réduction de charge appliquée sur la nappe géosynthétique peut être estimée par la formulation de Terzaghi en utilisant une valeur adéquate du coefficient de poussée des terres K. Pour les matériaux granulaires de forme arrondis utilisés dans les expérimentations (grave roulée,  $d_{min}$  et  $d_{max}$  de 20 et 40 mm respectivement), une valeur de K de 1,3 permet une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques.
- Pour une ouverture progressive de la cavité par augmentation de son diamètre, la forme de la distribution de la charge (q) transmise sur la nappe géosynthétique est approximativement tronconique. Cela conduit à des valeurs plus grandes de la déflexion du géosynthétique et des tassements de surface comparativement à des distributions de charges uniformes comme proposé par les méthodes de dimensionnement usuelles (RAFAEL, BGE et BS8006).
- Pour un processus d'ouverture de la cavité à diamètre fixé et à tassement progressif, on observe une distribution de charge (q) de forme parabolique inversée qui conduit à des charges concentrées sur le géosynthétique près du bord de la cavité. Il résulte de cette distribution des déflexions de la nappe et des tassements en surface moins importants que ceux obtenus avec les méthodes usuelles de dimensionnement.
- Concernant le mécanisme de foisonnement qui accompagne la déformation du remblai suite à l'ouverture de la cavité, les travaux réalisés dans le cadre du projet GeoInov ont démontré que le foisonnement du matériau granulaire n'est pas uniforme dans le remblai et qu'il dépend fortement du processus d'ouverture de la cavité. Concernant la grave roulée utilisée dans les expérimentations, une valeur moyenne du coefficient d'expansion  $C_e = 1,035$  a été proposée pour le dimensionnement.

Le travail expérimental et numérique réalisé dans le cadre du projet GeoInov, constitue une base de données importante pour un meilleur dimensionnement du renforcement géosynthétique sur cavité.

Pour confirmer les résultats numériques et approfondir la connaissance des mécanismes d'effondrement et de transferts de charge, nous avons souhaité compléter ce travail en s'appuyant sur la mise au point d'une procédure expérimentale originale, réalisée pendant la thèse, qui permette de déterminer la géométrie de la répartition des contraintes au-dessus de la nappe géosynthétique suite à un effondrement. L'exploitation est basée sur des nouveaux moyens de mesures (par photogrammétrie) investiguant le mécanisme d'effondrement des remblais sur cavités pour plusieurs géométries d'essai définies à différentes échelles (chapitre 4 et 5).

# 2.7 Dimensionnement d'un géosynthétique de renforcement sur cavité dans le cas d'un sol cohésif

Pour étudier le comportement des remblais cohésifs renforcés sur cavité, un travail expérimental a été effectué dans le cadre de la thèse de Huckert (2014) et du projet GeoInov sur les ouvrages renforcés par géosynthétique au-dessus de cavités potentielles. Un des objectifs du projet GeoInov était de faire évoluer les méthodes de dimensionnement existantes pour tenir compte du caractère cohésif du sol à renforcer. Une approche expérimentale en vraie grandeur a été mise en œuvre pour répondre à l'objectif fixé. Les expérimentations ont été effectuées en vraie grandeur pour permettre la représentativité des mesures. Les expérimentations ont permis de simuler de manière originale la formation d'un fontis sous un remblai cohésif renforcé ou non par un géosynthétique. Il a été possible d'observer le comportement du remblai cohésif et son mode de rupture pour différents cas de charge. Sans surcharge en surface, la couche de sol cohésif (dans les conditions d'essai) ponte la cavité sans aucun tassement significatif en surface, la couche de sol se comporte dans ce cas comme une dalle en flexion. Un chargement important en surface conduit à une rupture brutale, l'effondrement est représenté par la chute en un ou plusieurs blocs de la couche de sol. La zone d'effondrement est limitée en surface par la surface de chargement et par le diamètre de la cavité (Figure 2.14).

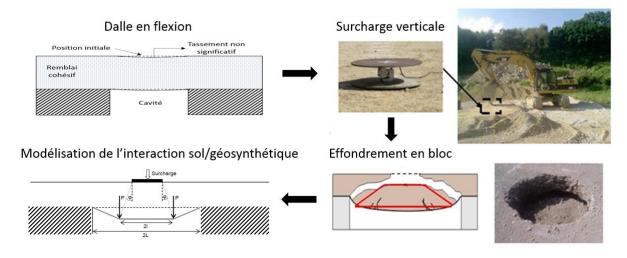


Figure 2.14. Modélisation de Huckert et al. (2014) du comportement d'une couche de sol cohésif audessus d'une cavité

L'approche analytique proposée par Huckert et al. (2014) suppose un effondrement en blocs de la couche de sol cohésif soumise à un chargement localisé en surface. Le problème est supposé plan, la nappe géosynthétique est unidirectionnelle et le bloc effondré est considéré rigide et indéformable. Le principe de ce modèle est de transférer le poids du bloc de sol effondré et de la surcharge en surface à la nappe de renforcement géosynthétique au moyen de deux forces verticale (2P) définies par mètre de largeur de nappe (Figure 2.15). Ceci conduit à une déformée aplanie du géosynthétique dans la zone centrale.

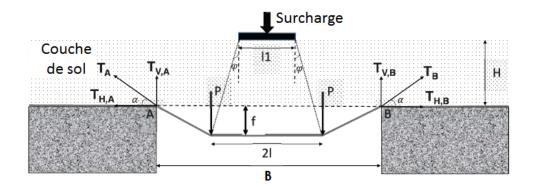


Figure 2.15. Equilibre des efforts exercés sur la nappe géosynthétique au droit de la cavité dans le cas d'un sol cohésif (Huckert et al. 2014)

Le modèle analytique proposé consiste à résoudre l'Eq. 2-12 qui permet de calculer la tension horizontale T<sub>h</sub>.

$$U_A + \left[ \sqrt{1 + (\frac{P}{T_h})^2} - 1 \right] (\frac{B}{2} - l) = \frac{T_h}{J(\varepsilon)} \left[ (1 + (\frac{P}{T_h})^2) \left( \frac{B}{2} - l \right) + l \right]$$
 Eq. 2-12

Huckert a proposé que la longueur 2l entre les forces représentant l'effet du bloc effondré sur le renforcement géosynthétique soit définie par :  $2l = (l1 + 2H \tan \phi)$ , où l1 est la base supérieure du bloc effondré qui pourrait être approchée par la longueur d'application de charge en surface.  $U_A$  est le glissement de la nappe au bord de la cavité.

Le comportement de la nappe de renforcement au-dessus de la cavité, est alors donné par les expressions de déflection maximale, tension et déformation du renforcement, calculées comme suit :

$$f = \frac{P}{T_h} \left( \frac{B}{2} - l \right)$$
 Eq. 2-13

$$T_{max} = T_A = T_B = T_0 \sqrt{1 + (\frac{P}{T_h})^2}$$
 Eq. 2-14

$$\varepsilon_A = {^T_A}/{J(\varepsilon)}$$
  $\varepsilon_B = {^T_B}/{J(\varepsilon)}$  Eq. 2-15

Pour résumer, les travaux réalisés dans le cadre de la thèse de Huckert (2014) sur la thématique du renforcement des cavités ont permis de préciser l'effet de la cohésion sur le mécanisme d'effondrement d'un remblai de sol cohésif au-dessus d'une cavité. A l'issue des expérimentations en vraie grandeur effectuées, Huckert et al. (2014) ont proposé une approche analytique pour dimensionner le renforcement géosynthétique dans le cas d'un sol cohésif. Cette méthode de calcul proposée reste très réductrice puisqu'elle est basée sur les résultats d'une seule expérimentation. Il convient donc de tester plusieurs autres configurations et matériaux pour confirmer les tendances observées et ce afin d'améliorer les méthodes de dimensionnement.

Le travail de thèse dans sa globalité s'inscrit donc dans la continuité des différents travaux antérieurs, et a pour but essentiel de valider et d'améliorer les développements analytiques pour les deux types de sol cohésif et non cohésif à partir d'autres expérimentations et cas d'étude.

### 2.8 Synthèse des hypothèses et domaines de validité des méthodes de dimensionnement existantes

Des méthodes analytiques ont été développées pour différents modèles d'effondrement. Le Tableau 2-6 présente une synthèse des principales hypothèses employées par les méthodes d'analyse les plus connues (citées précédemment).

Tableau 2-6. Synthèse des hypothèses et limites d'application des méthodes de dimensionnement existantes

	Géométrie	Nom de la		Caracté	ristiques de	la méthode	
Н/В	de la zone effondrée	méthode de dimensionnement	Type de sol	Effet d'arche	Réaction latérale	Foisonnement	Contrainte
	Cône	BS 8006	Granulaire	Non	Non	Non	Uniforme
	tronqué	BGE	Granulaire	Non	Possible	Oui	Uniforme
H/B < 3	Cylindrique	RAFAEL	Granulaire	Non	Oui	Oui	Uniforme
	Trapézoïdale	Huckert et al. (2014)	Cohésif	Non	Non	Non	Ponctuelle
$H/_{B} > 3$	Sphérique	BGE	Granulaire	Oui	Non	Oui	Uniforme

Les méthodes de dimensionnement usuelles prennent en considération une géométrie d'effondrement du sol sur la nappe qui permet ou pas une réduction des contraintes sur la nappe. Cette réduction de contraintes est fonction des caractéristiques mécaniques et géométriques du site à renforcer : diamètre de la cavité, hauteur et frottement interne du remblai. La cohésion du remblai n'est en général jamais prise en considération pour le dimensionnement. Les derniers travaux sur l'amélioration des méthodes de dimensionnement d'une nappe géosynthétique sur cavité, ont permis récemment de proposer une méthode

(Huckert et al., 2014) dédiée principalement au cas d'un sol cohésif. Dans les deux cas de sol granulaire et cohésif, des hypothèses fortes sont émises quant à la répartition des charges sur la nappe (uniforme dans le cas granulaire et ponctuelle dans le cas cohésif) et quant au comportement de la nappe géosynthétique en traction (comportement élastique linéaire). Le type de sol et la répartition de charge sur le renforcement géosynthétique, sont les points les plus discutés dans ce mémoire. Pour un comportement de la nappe géosynthétique fortement non linéaire, le recours à un calcul itératif est nécessaire pour faire correspondre une raideur tangente du géosynthétique J ( $\varepsilon$ ) aux déformations obtenues ( $\varepsilon$ ) (Figure 3.7, Chapitre 3). Les méthodes de dimensionnement citées ci-dessus ne prennent pas directement en compte l'augmentation des contraintes verticales dans les zones d'ancrage près du bord de la cavité, notamment pour le calcul de la longueur d'ancrage. Les travaux de thèse s'orientent donc vers une meilleure estimation des mécanismes de report de charge et notamment de la géométrie de la distribution des contraintes verticales sur la nappe géosynthétique, principalement dans le cas d'un sol cohésif (Chapitre 4).

## 2.9 Comparaison des méthodes de dimensionnement des géosynthétiques sur cavités

Les différentes méthodes de dimensionnement sont comparées entre elles sur la base de l'application présentée dans le Tableau 2-7. L'application consiste à vérifier selon les différentes méthodes de dimensionnement qu'un géosynthétique bidirectionnel de raideur J (dans chaque direction) est capable ou non d'assurer l'exigence spécifique du projet fixée par le maître d'œuvre. Le projet consiste à renforcer une zone où ds/Ds ne doit pas excéder 5% (Tableau 2-4). Le calcul est fait à court terme sans tenir compte du changement des propriétés mécaniques du renforcement ou du sol avec le temps, aucun coefficient de sécurité n'est donc pris en compte. Deux types de sol de remblai ont été pris en considération (cohésif et non cohésif) pour déduire l'effet de la cohésion selon l'approche de Huckert et al. (2014).

Tableau 2-7. Paramètres de calcul relatifs au renforcement en base de remblai sur cavité

Parar	nètre Description		Unité	Valeur
Cavité	В	Diamètre de la cavité circulaire	M	2
	Н	Hauteur	m	0,75
	γ	Poids volumique	$kN/m^3$	18
	С	Cohésion	$kN/m^2$	0/10
Remblai	Ø	Angle de frottement interne	o	30
$C_e$		Coefficient de foisonnement	-	0/1,03
Géosynthétique	J	Raideur du renforcement biaxial isotrope	kN/m	1500
Chargement	Р	Surcharge en surface	Surcharge en	

Tableau 2-8. Synthèse des résultats de l'application des différentes méthodes usuelles de dimensionnement

Méthode	Raideur (kN/m)	Flèche maximale (cm)	Tension maximale (kN/m)	Déformation maximale (%)	Tassement en surface (cm)	$\frac{d_s}{D_s}$ (%)
BS8006 $(\theta = \varphi)$	1500	41,23	28,34	1,89	3,18	0,7
BGE (2004) $(\theta = 85^{\circ})$	1500	15,22	23,17	1,54	10,72	5,03
RAFAEL (1997)	3000*	14,50	42,10	1,40	10,00	5
Villard et Briançon (2008)	3000*	18,63	33,58	1,12	14,13	7,06
Huckert et al. (2014) Sol Cohésif	3000*	6,13	17,76	0,59	6,13	3,06

<sup>\*</sup>En considérant une rigidité équivalente à l'ensemble de raideur du géosynthétique dans les deux directions

Si l'on compare ente eux les résultats obtenus, on constate qu'il existe de fortes disparités entre les méthodes proposées. Les écarts obtenus sont importants sur l'ensemble des variables étudiées (tension, flèche et déformation), d'où les difficultés rencontrées pour envisager un dimensionnement et choisir la raideur convenable du géosynthétique de renforcement. De plus, le critère dimensionnant qu'est le tassement en surface est respecté selon des méthodes mais pas selon d'autres.

L'amélioration de la méthode RAFAEL par Villard et Briançon (2008) par la prise en considération du glissement de la nappe en ancrage, donne lieu à une déformation maximale du géosynthétique plus faibles mais à une flèche plus importante que la méthode RAFAEL classique. Le tassement de surface est par conséquent augmenté.

La méthode BGE aboutit à des résultats assez semblables à ceux de la méthode RAFAEL, dont les recommandations allemandes se sont inspirées. Pour H/B = 0,375, la méthode BGE ne tient pas compte du report de charge au sein du remblai et fournit un calcul légèrement plus conservateur que celui de RAFAEL.

Le calcul selon la méthode BS8006, montre qu'un effondrement tronconique d'ouverture égale à l'angle de frottement interne du sol de remblai conduit, compte tenu de l'hypothèse d'un gros volume de sol effondré, à une flèche et une déformation importantes du géosynthétique. Au contraire, le tassement en surface reste extrêmement faible.

La prise en compte de la cohésion du sol de remblai dans le dimensionnement du géosynthétique de renforcement conduit logiquement à des résultats significativement différents de ceux donnés par les méthodes utilisées dans le cas du sol granulaire (non cohésif). Le calcul selon la méthode de Huckert et al. (2014) est effectué en considérant un bloc effondré de forme trapézoïdale de dimension égale à 0,5 m en tête et égale au diamètre de la cavité à la base. Le poids du bloc effondré est supposé agir sur une longueur de 1,35 m ( $2l = l1 + 2H \tan \phi$ ).

Les disparités entre les résultats sont liées principalement à la nature de sol (cohésif ou pas), à la détermination du volume de sol impliqué dans l'effondrement et à la géométrie de la répartition de la charge agissant sur la nappe géosynthétique qui varie selon le mécanisme de transfert de charge adopté par chaque méthode. Ceci justifie pleinement l'intérêt des

expérimentations en 2D présentées dans le chapitre 4 sur le modèle à la trappe pour décrire la géométrie de l'effondrement et quantifier la charge transmise à la nappe géosynthétique en fonction de la cohésion du sol, du rapport H/B et du chargement en surface. On s'efforcera également dans le chapitre 5, d'établir la pertinence des mécanismes analytiques proposés, que ce soit pour l'effet membrane ou pour les mécanismes de transfert de charge dans le remblai à l'aide de la modélisation expérimentale 3D.

### 2.10 Conclusion

Le mouvement de sol induit par l'effondrement des cavités souterraines constitue un enjeu majeur. Dans ce contexte, la mise en place, à la base du remblai de sol, d'une nappe géosynthétique pour améliorer la stabilité du sol au-dessus d'une cavité est l'une des techniques de renforcement les plus efficaces et largement éprouvée. L'objectif du renforcement est de limiter en cas d'effondrement, les tassements en surface à des valeurs admissibles jusqu'à ce qu'une opération de réparation puisse être effectuée.

Dans ce chapitre, les géosynthétiques les plus courants, leurs principales propriétés ainsi que les modes de caractérisation ont été brièvement présentés. Les géosynthétiques de renforcement ont été plus particulièrement étudiés. Le comportement en renforcement des géosynthétiques sur cavité est lié au mode de sollicitation qui leur est appliqué, leur dimensionnement nécessite une approche particulière prenant en compte la géométrie de l'effondrement, la réduction de charge par effet de voûte et frottement latéral, le comportement de la nappe dans les zones d'ancrage et son interaction avec le sol environnant.

### • Pour un sol non cohésif:

Les nombreux retours d'expérience in situ et en laboratoire ont permis une bonne appréhension du comportement en membrane du renforcement géosynthétique au droit de la cavité, du mécanisme d'interface sol/géosynthétique dans les ancrages, du phénomène de glissement aux bords de la cavité et de foisonnement au sein de la couche de sol effondré. Cependant les mécanismes d'effet voûte restent encore difficiles à quantifier. Concernant les méthodes de dimensionnement analytiques, certains aspects liés aux mécanismes de report de charge ne sont pas encore bien précisés, d'où les travaux engagés pendant la thèse pour préciser la forme de la distribution des charges agissant sur la nappe.

#### • Pour un sol cohésif:

Les retours d'expérience sur le renforcement d'un sol cohésif sont peu fréquents. Les dernières expérimentations réalisées sur ce thème ont été effectués dans le cadre du projet GeoInov achevé en 2014, où de nouveaux comportements ont pu être observés. Après l'ouverture de la cavité, l'expérimentation a fait apparaître un comportement de type dalle en flexion, sans tassement de surface significatif, et sans mobilisation du renforcement géosynthétique. Pour arriver à l'effondrement de la couche de sol cohésif, il a été nécessaire d'appliquer une surcharge verticale en surface. Suite à cette surcharge, la couche de sol s'est

rompue brusquement en plusieurs blocs de grandes dimensions qui chutent sur le géosynthétique. Ces observations originales ont permis l'établissement d'une nouvelle approche de dimensionnement spécifique aux sols cohésifs. Cette approche est actuellement très réductrice et nécessite d'être confirmée par des expérimentations complémentaires.

### Chapitre 3

### Modélisation physique à échelle réduite : matériels et méthodes

**Résumé** --- Ce chapitre est constitué de 4 sections. Nous y présentons les modèles physiques utilisés pour étudier le comportement des couches de sol renforcées par des nappes géosynthétiques et soumises à des effondrements localisés. Nous décrirons dans un premier temps les modèles physiques et en donnerons les caractéristiques principales et le mode de fonctionnement. Le choix des matériaux et les essais de caractérisation permettant d'en déterminer les propriétés mécaniques sont également détaillés. Enfin, nous présentons en détail les différentes étapes de réalisation d'un essai, les outils de mesures et les incertitudes associées.

### 3.1 Introduction

Classiquement deux approches peuvent être utilisées pour étudier la problématique d'effondrement d'une cavité souterraine en présence d'un renforcement par une nappe de géosynthétique :

- essais sur modèles physiques réduits ;
- expérimentation à l'échelle d'un ouvrage réel.

Dans ce chapitre, la modélisation physique à échelle réduite a été adoptée en raison de ses avantages : réduction de la taille, simplicité et facilité de réalisation, analyse possible des situations complexes et finalement utilisation éventuelle des données expérimentales comme base pour la validation des modèles analytiques et numériques.

Un des champs d'application des modèles réduits est la validation de modèles numériques complexes dans des conditions expérimentales simplifiées et maitrisées. En effet, les essais en vraie grandeur fournissent relativement peu de données pour permettre une corrélation fiable entre les prévisions numériques et le comportement observé. Les essais sur modèle réduit offrent une alternative idéale pour fournir en nombre important des données contrôlables et répétables avec une variation des paramètres.

Afin de représenter avec précision les conditions rencontrées lors d'un effondrement, deux modèles physiques ont été conçus et utilisés sous gravité terrestre 1g :

- Le modèle à la trappe en déformation plane 2D;
- Le simulateur de mouvements de terrains en 3D.

Le recours à la modélisation physique en 2D avec le modèle à la trappe, avait pour objectif d'étudier et de visualiser dans des conditions simples de déformation plane les phénomènes

mis en jeu lors de la formation d'une cavité. Quant au modèle physique 3D, il correspond davantage aux conditions réelles de par sa géométrie 3D et la taille du dispositif utilisé.

Les deux modèles ont été utilisés pour analyser l'évolution du comportement d'un remblai de sol pendant la formation d'une cavité. Ils permettent de reproduire la distribution de pression du sol au droit de la cavité et dans les zones environnantes. Les dispositifs expérimentaux ont été utilisés plus particulièrement pour étudier le comportement de la couche de sol renforcé par géosynthétique (mécanismes de transfert de charge) et pour déterminer le tassement en surface du sol qui constitue l'un des critères discriminants pour les applications d'ingénierie.

Les résultats expérimentaux issus de la modélisation physique à la trappe et du simulateur 3D de mouvements de terrain sont présentés et analysés en détails aux chapitres 4 et 5 respectivement.

### 3.2 Objectif

L'objectif principal de la série d'essais réalisés avec le modèle 2D à la trappe et le simulateur en 3D de mouvements de terrain est de fournir des données pertinentes sur l'effet d'un renforcement par géosynthétique sur le comportement d'une couche de sol granulaire ou cohésive soumise à un effondrement localisé.

Ces données (résultats) pourront être employées pour valider les modèles analytiques utilisés pour le dimensionnement des ouvrages réels pour lesquels les retours d'expériences sont à l'heure actuelle très largement insuffisants. De cette manière, l'interaction solrenforcement géosynthétique peut être étudiée, évaluée et analysée.

Il est à noter que le comportement d'un sol cohésif est l'objectif majeur de ce travail de thèse, alors que le milieu granulaire purement frottant est étudié principalement pour deux raisons :

- La première est que le comportement de ce milieu est assez bien connu ce qui nous permettra de valider notre modélisation physique et d'estimer la pertinence des moyens de mesures et de la procédure d'exploitation des résultats.
- La deuxième est de pouvoir comparer, dans les mêmes conditions d'essai, les comportements d'une couche de sol granulaire (sans cohésion) ou d'un sol cohésif soumise à un effondrement souterrain localisé.

### 3.3 Principe de la modélisation physique en laboratoire

### 3.3.1 Conditions de similitude en géotechnique

Dans le domaine de la géotechnique, les expériences sur modèles réduits sont pratiquées depuis très longtemps. Ces expériences pour lesquelles les conditions d'essais sont

parfaitement maîtrisées ne présentent pas les biais et les difficultés techniques que l'on peut rencontrer lors de la réalisation d'expérimentations sur ouvrages réels. Néanmoins, le modèle réduit doit satisfaire à certaines conditions pour que son comportement mécanique soit transposable à celui de l'ouvrage en vraie grandeur.

L'étude des conditions de similitude est largement décrite dans la littérature (Mandel, 1962; Weber, 1971; Garnier, 2001). Ces lois de similitudes sont généralement écrites sous forme de facteurs d'échelles.

La notion de facteur d'échelle a été introduite par Phillips (1869). On note  $F^*$  le facteur d'échelle attaché à la grandeur F par :

$$F^* = \frac{F_m}{F_0}$$
 Eq. 3-1

Où  $F_0$  est la variable définie à l'échelle réelle et  $F_m$  la variable à l'échelle du modèle.

Le système à étudier est caractérisé par un certain nombre de variables F de différentes dimensions (longueur, masse, contrainte, etc.). L'établissement des lois de similitudes se base sur une analyse dimensionnelle en considérant l'invariance des équations générales de la mécanique au changement d'unités. Ces équations sont les équations générales de la dynamique, de conservation de la masse et les relations constitutives du comportement mécaniques des différents matériaux. Les relations de similitude sont développées de façon à ce que ces équations soient rigoureusement identiques pour le modèle réduit et l'ouvrage (prototype).

Dans un milieu continu, les équations générales de la dynamique s'écrivent :

$$\partial_i \sigma_{ij} + \rho. g_i = \rho. \frac{d^2 u_i}{dt^2}$$
 Eq. 3-2

Avec:

 $\sigma_{ij}$ : composantes du tenseur de contraintes,

 $\rho$ : masse volumique,

 $u_i$ : composantes des déplacements,

t: temps.

Cette équation doit être satisfaite pour les variables du modèle réduit et de l'ouvrage à échelle réelle, ce qui conduit aux conditions de similitude suivantes :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^*$$
 Eq. 3-3

$$u^* = g^*(t^*)^2$$
 Eq. 3-4

L'équation de conservation de masse s'écrit :

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \cdot div\left(\frac{du}{dt}\right) = 0$$
 Eq. 3-5

Pour que cette équation soit formellement identique pour le modèle réduit et pour l'ouvrage, il faut que :

$$u^* = L^*$$
 Eq. 3-6

Soit:

$$\varepsilon^* = \frac{u^*}{L^*} = 1$$
 Eq. 3-7

Les échelles de longueurs et de déplacements sont alors égales. Les déformations  $\varepsilon$  sur le modèle réduit et sur l'ouvrage à échelle réelle sont les mêmes.

Les relations constitutives du comportement mécanique des matériaux font apparaître des variables caractéristiques qui doivent vérifier les lois de similitude. Par souci de simplicité, nous présentons ici les résultats de l'établissement des lois de similitudes dans le cas d'un comportement mécanique simple, élastique parfaitement plastique associé à un critère de rupture de type Mohr-Coulomb. Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$
 Eq. 3-8

Avec:

 $\tau$ : contrainte de cisaillement

c: cohésion

 $\sigma$ : contrainte normale

 $\varphi$ : angle de frottement

Les différents facteurs d'échelles établis sont :

$$\varphi^* = 1$$
 Eq. 3-9

$$\tau^* = \sigma^* = C^*$$
 Eq. 3-10

Dans le cas d'un comportement élastique linéaire il apparait au vu des équations précédentes que le facteur d'échelle attaché à la raideur *E* du sol est :

$$\varepsilon^*. E^* = E^* = \sigma^*$$
 Eq. 3-11

### 3.3.2 Application aux modèles physiques à échelle réduite utilisés

En mécanique des sols, une particularité des matériaux étudiés est due au fait que leur comportement est étroitement lié au niveau de contraintes auxquelles ils sont soumis. Un sable à une densité donnée, par exemple, se révèle dilatant sous faibles contraintes mais potentiellement contractant sous fortes contraintes. L'effet de l'état des contraintes peut également se traduire par des phénomènes différents conduisant à des changements de mécanisme de rupture (Dubreucq et al., 1995). Une première condition nécessaire à la réalisation d'une modélisation physique pertinente est donc le respect du niveau de contrainte, d'où:

$$\sigma^* = 1$$
 Eq. 3-12

Par ailleurs, le choix d'un sol équivalent ayant des propriétés mécaniques qui répondent aux exigences des lois de similitudes est difficile, par conséquent, nous sommes contraints le plus souvent d'utiliser un sol réel, d'où :

$$\rho^* = 1$$
 Eq. 3-13

Le respect simultané des équations précédentes conduit finalement à :

$$g^* = \frac{1}{L^*}$$
 Eq. 3-14

Dans ce mémoire, les longueurs (dimensions) sont réduites d'un facteur n, on choisit donc un facteur d'échelle des longueurs  $L^* = 1/n$ . Ce qui implique que pour obtenir une similitude parfaite, le modèle réduit doit être testé sous une accélération n fois plus grande que celle de la gravité terrestre  $(g^* = n)$ .

Les expérimentations réalisées en laboratoire sur la thématique des remblais renforcés par géosynthétique sur cavité comprennent des modèles réduits réalisés en cuves (Zhu et al., 2012) ou testés à la centrifuge (Iglesia et al., 2014).

Dans le cadre de cette thèse, une modélisation sous gravité terrestre a été retenue. Ces modèles sont reproductibles et faciles à mettre en œuvre mais présentent l'inconvénient majeur de ne pas reproduire les états de contraintes réels.

Le sol choisi pour les essais est de même densité que le sol de l'ouvrage donc  $\rho^* = 1$ , et la modélisation physique se fait sous gravité terrestre soit  $g^* = 1$ .

Nous obtenons donc d'après les Eq. 3-10 et Eq. 3-11 que : 
$$\sigma^* = E^* = C^* = L^* = \frac{1}{n}$$

Les modèles physiques réalisés au laboratoire sous gravité terrestre ne sont donc pas des modèles réduits au sens strict des lois de similitude. L'utilisation d'un sol réel masque l'influence du module d'élasticité du sol et l'action de la gravité sur le comportement du sol. Par conséquent, il sera difficile dans ce contexte de faire une interprétation quantitative des résultats expérimentaux. Ainsi les résultats obtenus ne permettront qu'une analyse purement qualitative où les effets d'échelle peuvent se manifester. Dans le cadre de la thèse, les objectifs principaux de ces modèles sont d'observer et d'appréhender les phénomènes physiques propres à l'interaction sol-géotextile suite à l'apparition d'une cavité.

Les facteurs d'échelle à respecter pour les modèles à échelle réduite sous gravité terrestre sont récapitulés dans le Tableau 3-1.

Bien que la modélisation physique adoptée ne reflète pas parfaitement la réalité, et qu'elle ne conduise pas directement à la production d'outils utilisables par l'ingénierie, celle-ci s'avère être un outil extrêmement puissant de compréhension de la phénoménologie mise en jeu, qui une fois comprise, peut être implémentée dans des modèles théoriques/analytiques conduisant à des outils pratiques utilisables par les ingénieurs.

Lorsque le facteur d'échelle n est petit, ce qui est le cas pour le simulateur de mouvement de terrain où le facteur d'échelle n choisi vaut 4, le modèle ainsi défini peut-être lui-même considéré comme un prototype. Les résultats ainsi obtenus sur ces dispositifs ne sont pas directement applicables pour le dimensionnement d'ouvrages réels, mais ont une grande importance pour l'établissement des principes de dimensionnement. Les règles de similitude ne sont alors pas de première importance (Roscoe, 1968).

Tableau 3-1. Facteurs d'éche		

Grandeur	Symbole	Unité	Gravité terrestre, sol naturel $ ho$
Longueur	$L^*$	m	1/n
Pesanteur	$g^*$	$m/s^2$	1
Contrainte	$\sigma^*$	Ра	1/n
Cohésion	<i>c</i> *	Ра	1/n
Déformation	$\mathcal{E}^*$	-	1
Déplacement	$u^*$	m	1/n
Masse volumique	$ ho^*$	$kg/m^3$	1
Angle de frottement	$arphi^*$	-	1
Module d'Young	$E^*$	Ра	1/n
Coefficient de Poisson	$v^*$	-	1
Raideur de géosynthétique	$J^*$	N/m	$1/n^{2}$

## 3.4 Modélisation physique 2D sur le modèle à la trappe

### 3.4.1 Description du dispositif expérimental

Le modèle dit à la trappe est une configuration classique utilisée dès le début des années 30 par Terzaghi (1936, 1943) pour étudier expérimentalement le phénomène de report de charge au sein d'un remblai susceptible de s'effondrer. Le modèle à la trappe est couramment utilisé pour modéliser le comportement d'un sol lors d'un effondrement localisé généré par le déplacement vertical d'une partie du support.

La plupart des études menées sur le modèle à la trappe sont bidimensionnelles : Vardoulakis et al. (1981) ; Evans (1983) ; Stone and Munir Wood (1992) ; Chevalier (2008) ; Costa et al. (2009). Ils modélisent donc davantage le déplacement vertical du toit d'une cavité dans un problème de galerie souterraine ou de tunnel.

La volonté de reprendre le modèle à la trappe est liée au fait que le renforcement par géosynthétique des remblais sur cavité a peu été étudié ou insuffisamment analysé avec ce dispositif. Cette série d'essais a donc pour but de mettre en évidence l'effet du renforcement géosynthétique sur les mécanismes mis en jeu dans ce problème type.

Les essais à la trappe ont été réalisés dans une cuve constituée sur le pourtour de panneaux de contreplaqué de 12 mm d'épaisseur et sur la face avant d'une plaque de Plexiglas de 5 mm d'épaisseur (Figure 3.2). Le fond de la cuve a une longueur de 1 m et une largeur de 0,40 m. Une trappe de 0,20 m x 0,40 m est positionnée au centre sur toute la largeur de la cuve. En se basant sur ces dimensions, un facteur d'échelle géométrique n=10 a été choisi pour simuler une cavité de 2 m.

La trappe est déplacée verticalement à l'aide d'un vérin. Le déplacement  $\delta$  est mesuré à l'aide d'un comparateur. La précision obtenue sur le déplacement de la trappe est de 1/20 mm. Afin de limiter l'influence des parois sur les résultats, l'effort s'appliquant sur la trappe est mesuré sur sa partie centrale (Figure 3.2) par un capteur d'effort d'une précision de 1 N.

Pendant l'abaissement de la trappe, des photographies numériques de la face avant sont prises au travers de la paroi de Plexiglas. Les photographies sont obtenues par une caméra de 15 Mégapixels, positionnées à 1,50 m du dispositif expérimental. Ces images sont par la suite analysées par la technique de corrélation d'images pour étudier l'effet du déplacement de la trappe sur la couche de sol renforcée par géosynthétique.



Figure 3.1. Dispositif expérimental au cours d'un essai

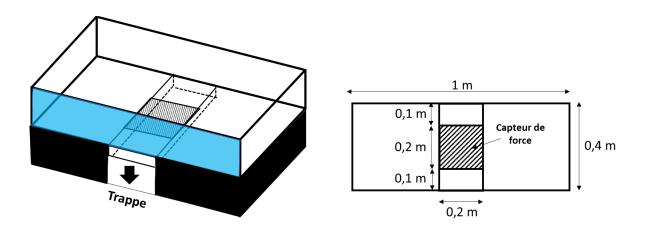


Figure 3.2. Description du modèle physique utilisé pour les essais à la trappe

### 3.4.2 Caractéristiques des matériaux

Deux types de matériaux ont été utilisés pour les essais à la trappe :

- Un matériau granulaire (non cohésif)
- Un matériau naturel (cohésif), constitué d'un sol sablo-argileux.

Un matériau granulaire grossier ( $d_{min} = 5$  mm et  $d_{max} = 12.5$  mm) dont les grains sont de forme très anguleuse a été utilisé pour représenter un sol non cohésif (Figure 3.3). Les caractéristiques mécaniques de ce matériau ont été déterminées par Chevalier (2008) et sont présentées dans le Tableau 3-2.

Le matériau cohésif utilisé est une argile sableuse, il s'agit d'un sol naturel prélevé sur le site P2 à l'INERIS (Verneuil en Halatte). Nous avons déterminé les propriétés mécaniques de ce matériau cohésif grâce à des essais de caractérisation réalisés au laboratoire 3SR - Grenoble.

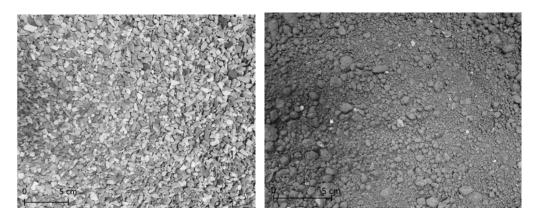


Figure 3.3. Matériaux utilisés pour les essais à la trappe : matériau granulaire grossier (à gauche) et sable-argileux (à droite)

Les propriétés mécaniques du sol naturel ont été déterminées par des essais triaxiaux de révolution avec une contrainte de confinement constante  $\sigma_r = 0, 10$  et  $20 \, kPa$  (Figure 3.4). Les niveaux de confinement ont été choisis afin de tester les échantillons dans des états de contrainte similaires à ceux observés dans la cuve du modèle à la trappe. Compte tenu de la valeur relativement faible de la contrainte de confinement, l'analyse des résultats expérimentaux tient compte de l'apport de contrainte de confinement radiale donnée par la rigidité de la membrane de latex entourant les échantillons.

Pendant les essais sur le modèle à la trappe, les sollicitations sont appliquées rapidement comparativement à la perméabilité du sol, un essai dure moins d'une heure. Ceci définit un essai triaxial rapide : non consolidé, non drainé, noté UU. L'éprouvette de sol de 100 mm de hauteur et de 50 mm de diamètre a été préparée en termes de mise en place, de densité et de teneur en eau de la même façon que la couche de sol positionnée dans la cuve du dispositif expérimental de la trappe.

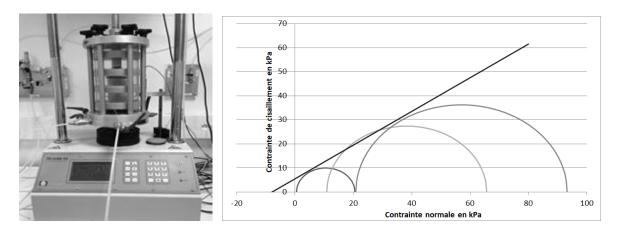


Figure 3.4. Mise en place de l'éprouvette de sable-argileux dans l'appareil triaxial, et droite de rupture correspondante dans le plan de Mohr

Les caractéristiques physiques, mécaniques et dimensionnelles pour les deux types de sol utilisés sont données dans le Tableau 3-2.

	Param	aillement et de ré	Granulométrie				
Type de Sol	Poids volumique	Teneur en eau	Angles de frottement au pic et résiduel	Cohésion	Diamètre maximal	Diamètre minimal	Coefficient d'uniformité
	$\gamma (kN/m^3)$	w (%)	$\emptyset_{pic}/\emptyset_{res}$ (°)	c (kPa)	d <sub>max</sub> (mm)	$d_{min} \  m (mm)$	$C_u$
Gravier (Chevalier, 2012)	15,2	-	53,6/40,1	0	12,5	5	1,61
Argile – sableuse	15.87	15	35	5.5	2.	< 0.002	_

Tableau 3-2. Propriétés mécaniques des sols utilisés pour la modélisation 2D à la trappe

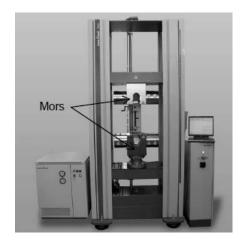
Il faut garder à l'esprit que les valeurs d'angles de frottement présentées dans le Tableau 3-2 sont obtenues au moyen d'essais de compression triaxiale dans des conditions d'axisymétrie. Cependant, l'expérimentation à la trappe est réalisée en déformation plane, où les angles de frottement apparents sont généralement supérieurs à ceux obtenus dans des conditions de déformation non planes (Chevalier, 2008). On considérera donc que les angles donnés dans le Tableau 3-2 sont des valeurs minimales pour les angles de frottement.

### 3.4.3 Caractéristique de la nappe de renforcement

Une membrane en caoutchouc de 2 mm d'épaisseur a été utilisée en guise de renforcement géosynthétique et ce pour faciliter les mesures et l'analyse des résultats. L'épaisseur de 2 mm retenue est nécessaire pour suivre la déformation de la membrane par la technique de corrélation d'images (DIC). Le comportement en traction de la membrane a été déterminé selon la norme NF EN ISO 10319. Trois éprouvettes de 20 mm  $\pm$  1 mm de large et de 40 mm  $\pm$  1 mm de longueur entre les mors de la machine de traction ont été testées. Les éprouvettes ont été sollicitées en traction à une vitesse constante de 5 mm/min. L'exploitation des courbes efforts - déformations (Figure 3.6) permet de déterminer les caractéristiques mécaniques de la membrane. La résistance maximale en traction et la déformation maximale sont respectivement  $T_{max} > 1,2 \, kN/m$  et  $\varepsilon_{max} > 20\%$ . La membrane présente un comportement élastique non linéaire. La variation de la raideur tangente en traction J définie par mètre de largeur dans la plage de déformations mesurées dans les tests à la trappe est présentée sur la Figure 3.7.



Figure 3.5. Membrane élastique utilisée comme élément de renforcement pour les essais à la trappe



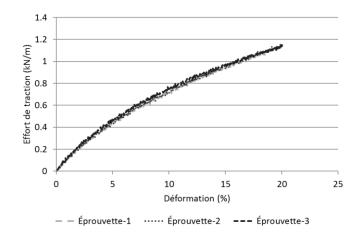


Figure 3.6. Machine d'essai de traction et courbe d'effort de traction en fonction de la déformation axiale

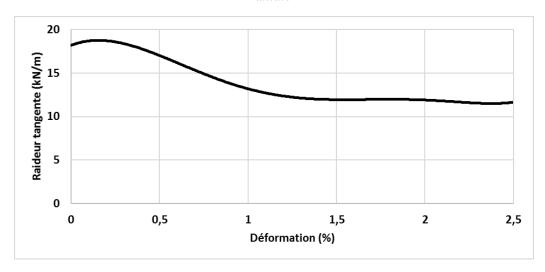


Figure 3.7. Evolution de la raideur tangente en traction de la membrane élastique avec la déformation

L'angle de frottement à l'interface sol/membrane a été déterminé au laboratoire 3SR à partir d'essais de cisaillement direct réalisés à la boite de cisaillement 0,3 m x 0,3 m (NF EN ISO 12957-1). La membrane élastique a été collée sur un support horizontal rigide en acier qui est lui-même positionné dans la partie inférieure de la boite de cisaillement. La partie supérieure de la boite est remplie d'une couche de sol de 70 mm d'épaisseur mise en place dans les mêmes conditions de densité et de teneur en eau que celles mises en œuvre dans le dispositif d'essais sur le modèle à la trappe (Figure 3.8). Lors de l'essai de cisaillement direct les couches de sol sont sollicitées verticalement en surface par une contrainte uniforme. Les contraintes de confinement retenues lors des essais sont relativement faibles pour se rapprocher au mieux des conditions expérimentales du dispositif à la trappe; des confinements d'environ 3, 5 et 10 kPa ont été appliqués. Ces valeurs de confinement ont été atteintes grâce à des plaques en acier ayant les mêmes dimensions que la boite de cisaillement. L'essai de cisaillement direct consiste à appliquer un déplacement horizontal à l'une des demi boites à vitesse constante de  $2 \pm 0.2$  mm/min. La force de cisaillement et le déplacement horizontal de la demie boite sont mesurés avec respectivement des précisions de 1 N et 0,05 mm. L'interface sol/membrane a été caractérisée pour les deux types de sol (matériau granulaire grossier (gravier) et sable-argileux) (Figure 3.9).



Figure 3.8. Mise en place de la membrane élastique et compactage des sols dans la boite de cisaillement

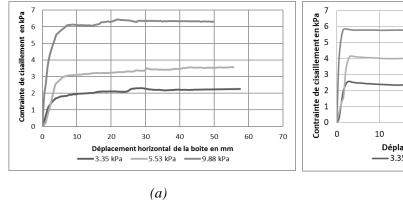
Dans les essais à la trappe, la membrane élastique est positionnée directement sur le fond de la cuve du modèle physique constitué de bois. L'interface géosynthétique/plaque en bois a été aussi caractérisée comme décrit précédemment mais en remplaçant la couche de sol de la boite supérieure par une planche en bois.

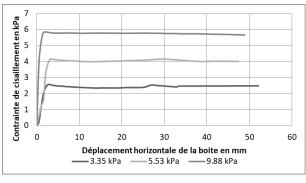
Les paramètres de résistance au cisaillement des interfaces testées sont résumés dans le Tableau 3-3.

Tableau 3-3. Résultats des essais de caractérisation d'interface à la boite de cisaillement

Interface	Paramètres d'interface			
interface	Angle de frottement (°)	Cohésion (kPa)		
Membrane élastique/gravier	32,7	0,03		
Membrane élastique/sol argileux	26,1	1,06		
Membrane élastique/plaque en bois	19,8	1,67		

La cohésion entre la plaque de bois et la membrane élastique peut être interprétée comme une cohésion apparente due à l'humidité du sol et au fait que la plaque en bois est peinte, ainsi qu'à d'autres sources d'erreur dans le dispositif expérimental ou à l'exploitation des résultats.





*(b)* 

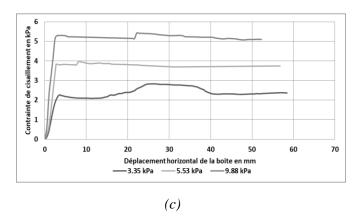


Figure 3.9. Caractérisation de l'interface sous différentes pressions de confinement : (a) membrane élastique/gravier, (b) membrane élastique/argile et (c) membrane élastique/plaque en bois

### 3.4.4 Préparation/procédure d'essai

Deux types d'essais ont été réalisés avec le dispositif à la trappe, des essais appelés « avec renforcement » où la nappe de renforcement est placée sur le fond de la cuve en-dessous de la couche de sol, et des essais appelés « sans renforcement » où le sol est posé directement sur le fond de la cuve. Dans le cas d'essais avec renforcement, la nappe géosynthétique est installée sur toute la longueur de la cuve du modèle physique. Lors de sa mise en place, il est important de vérifier que la nappe géosynthétique est bien tendue et à l'horizontal. Celle-ci n'est ni ancrée à ses extrémités ni collée sur le support. Lors de l'abaissement de la trappe, on peut donc observer un glissement de la membrane dans la zone d'ancrage Un mouchetis est appliqué sur la tranche de la membrane pour faciliter son suivi par la technique de corrélation d'images (Figure 3.5).

La couche de sol de hauteur H, est mise en place dans la cuve par strates successives sans aucune hauteur de chute. La densité initiale en place du matériau est donc très proche de sa valeur minimale. La couche de sol est ensuite compactée en surface jusqu'à atteindre la valeur de densité prévue (Tableau 3-2). La densité finale moyenne de la couche de sol mise en place est déterminée en prenant en compte le poids total et le volume de sol contenu dans la cuve. Aucun mouchetis n'a été appliqué à la couche de sol compte tenu que la texture naturelle des grains de sol est suffisante pour assurer le suivi des grains par la technique de corrélation d'images.

Une fois le sol mis en place, l'essai dit à la trappe consiste à déplacer verticalement vers le bas la trappe avec une vitesse de 1 mm/min. La course maximale de la trappe est de l'ordre de 50 mm. Des photographies numériques de la face avant du dispositif d'essai sont prises à intervalles réguliers au travers de la paroi de Plexiglas, pour suivre les déplacements de la couche de sol et les déformations du renforcement lors du déplacement de la trappe.

Après abaissement de la trappe, la surface du remblai de sol est chargée au centre de la cavité sur toute la longueur de la trappe (40 cm). Les essais de chargement ont pour but d'étudier l'impact d'une surcharge en surface sur les mécanismes de reports de charge au sein d'un remblai et la sollicitation agissant sur la nappe de renforcement. Pour les essais avec un sol granulaire (gravier), la surface du remblai est chargée successivement par deux barres métalliques de 22 N chacune, posées l'une à côté de l'autre au centre de la trappe (Figure 3.10). Chaque barre exerce une surcharge uniforme de 2,2 kg appliquée sur une largeur de 25

mm et sur toute la longueur de la trappe. Pour les essais avec un sol cohésif une surcharge additionnelle a été nécessaire pour provoquer la rupture de la couche de sol (Chapitre 4), cette charge a été assurée par des plaques métalliques de 10 kg et 5kg chacune, déposées directement sur les deux barres. Le chargement a été progressif jusqu'à l'effondrement de la couche de sol cohésif.

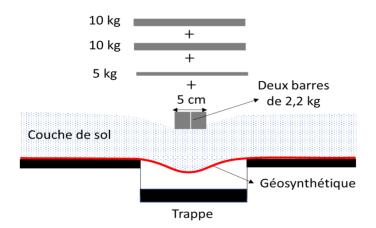


Figure 3.10. Schéma de chargement en surface de la couche de sol au centre de la cavité dans le cas des essais en 2D à la trappe

### 3.4.5 Photogrammétrie en 2D

L'analyse des résultats des essais à la trappe repose sur l'obtention de mesures précises du mouvement de sol et des déplacements du renforcement géosynthétique RG (membrane élastique). Les images numériques ont été obtenues à l'aide d'une caméra reliée à un PC pour l'enregistrement des données situé à proximité du modèle expérimental. La caméra, est positionnée à 160 cm de la paroi transparente du modèle physique, à 75 cm de hauteur par rapport au sol et centrée sur le milieu de la trappe. Les images, de 15 mégapixels de résolution, ont été traitées en utilisant le logiciel d'analyse d'images VIC 2D, pour fournir des champs de déplacements bidimensionnels de la couche de sol et de la membrane élastique. L'obtention de la distribution des déformations en différents points de la membrane élastique est une étape importante qui permet de déterminer la force de tension induite et d'en déduire la géométrie et l'intensité de la charge verticale transmise par le sol sur la nappe lors de l'apparition de la cavité.

Le remblai a été considéré comme ayant naturellement une variation suffisante de texture pour permettre un suivi précis des déplacements d'une image à l'autre. Par contre, un mouchetis a été projeté sur l'épaisseur de la membrane élastique pour permettre l'utilisation de la technique de corrélation d'images. La membrane élastique a été éloignée légèrement de la paroi transparente de la cuve pour éviter toute interaction qui pourrait perturber les résultats.

Les niveaux de bruit mesurés sur un point corrélé sont compris entre 0,0125 et 0,115 pixel (1 pixel = 0,105948 mm, pour la position retenue de la caméra), une valeur nulle indique une correspondance parfaite, une valeur plus élevée indique un bruit.

### 3.4.6 Comportement de la membrane élastique : Méthode d'analyse

La déformée de la membrane élastique a été déterminée à partir des valeurs de déplacements horizontaux et verticaux mesurées en différents points de la nappe grâce à la corrélation d'image. La déformation est calculée entre deux points successifs i et i+1 de la membrane en comparant leurs positions initiales  $(x_i, y_i)$ ,  $(x_{i+1}, y_{i+1})$  et finales  $(x_i', y_i')$ ,  $(x_{i+1}', y_{i+1}')$  après la perte totale de contact avec la trappe (Figure 3.11).

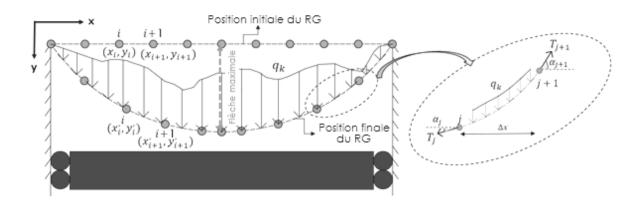


Figure 3.11. Principe de calcul de la déformation du renforcement : Position horizontale initiale (avant l'abaissement de la trappe) et finale de la membrane de renforcement (à la fin du test)

Cinquante points de mesures ont été utilisés pour déterminer les déformations dans les zones d'ancrage et au-dessus de la cavité (soit un point de mesure tous les deux centimètres). La déformation entre les points i et i+1 est obtenue par :

$$\varepsilon_{i,i+1} = \varepsilon_j = \sqrt{\frac{(x'_{i+1} - x'_i)^2 + (y'_{i+1} - y'_i)^2}{(x_{i+1} - x_i)^2 + (y_{i+1} - y_i)^2}} - 1$$
 Eq. 3-15

La force de traction induite, définie par mètre de largeur de la membrane, est ensuite obtenue par l'Eq. 3-16 où  $J(\varepsilon)$  représente la raideur en traction de la membrane :

$$T_i = J(\varepsilon) \varepsilon_i$$
 Eq. 3-16

Connaissant les positions après déformations de la membrane des points de mesure, l'inclinaison de la membrane par rapport à l'horizontale peut être déterminée par :

$$\tan \alpha_i = (y'_{i+1} - y'_i)/(x'_{i+1} - x'_i)$$
 Eq. 3-17

En utilisant la force de traction induite dans la membrane de renforcement et l'orientation de cette dernière par rapport à l'horizontale (Eq. 3-16 et Eq. 3-17), la composante verticale de la force de traction peut être calculée par :

$$T_{v,i} = T_i \sin \alpha_i$$
 Eq. 3-18

Enfin, la charge verticale agissant en tout point de la membrane au-dessus de la cavité est obtenue en considérant l'équilibre vertical d'une portion de la membrane de longueur  $\Delta x$  (Figure 3.11):

$$q_{j,j+1} = q_k = \frac{\Delta T_v}{\Delta x} = \frac{T_{v,j+1} - T_{v,j}}{x_{j+1} - x_j}$$
 Eq. 3-19

Où  $q_k$  (exprimée en kN/m) est la charge linéique verticale agissant sur la portion de la membrane située entre les deux points consécutifs j et j+1, dont la différence d'abscisse est notée par  $\Delta x$ .  $\Delta T_v$  est la variation sur ce même tronçon de la composante verticale de la force de traction définie par mètre de largeur.

Il convient de noter que les forces de frottement et de cisaillement le long de la membrane élastique au droit de la cavité provenant de l'interaction sol/membrane élastique sont négligées et ne sont pas prises en compte dans la dérivation de l'Eq. 3-19.

### 3.4.7 Validation expérimentale de la procédure de détermination de la distribution de charge

Dans cette section, nous présenterons les tests visant à démontrer la fiabilité de la procédure décrite dans la section précédente pour déterminer la distribution de charge transmise à la membrane élastique au-dessus de la cavité. Les résultats présentés tendent à prouver que la méthode d'exploitation des essais à l'aide de la technique de photogrammétrie adoptée, permet de satisfaire les conditions de représentativité, de reproductibilité et de répétabilité. Les essais de validation consistent au chargement de la nappe par un tube cylindrique en acier de 400 mm de longueur, de 50 mm de diamètre et dont le poids Q est de 22 N. Le tube cylindrique est positionné dans l'axe de la cavité avec une précision de ± 2 mm. Trois tests (Tests a, b et c) ont été effectués dans les mêmes conditions. Aucune masse de sol n'est utilisée dans ces essais. La membrane est partiellement ancrée par des plaques métalliques de 300 N positionnées dans les zones d'ancrage situées de part et d'autre de la trappe. Les plaques ont des dimensions similaires à celles des zones d'ancrage (400 mm x 400 mm) et leur poids est supposé uniformément réparti sur ces zones ce qui n'est pas totalement exact compte tenu de leur forte rigidité et leur non parfaite planéité (Figure 3.12).

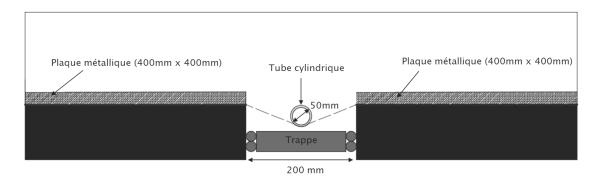
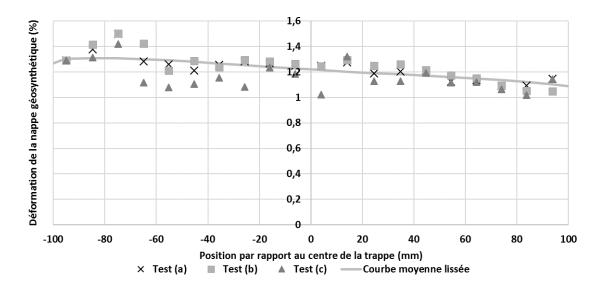
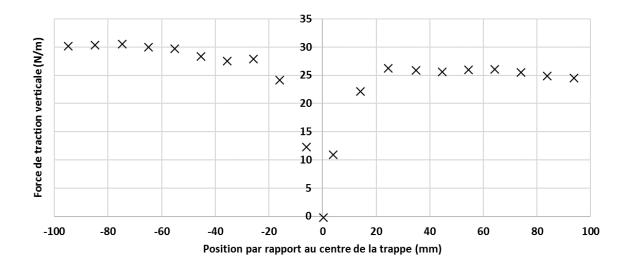


Figure 3.12. Validation expérimentale de la méthode d'exploitation adoptée

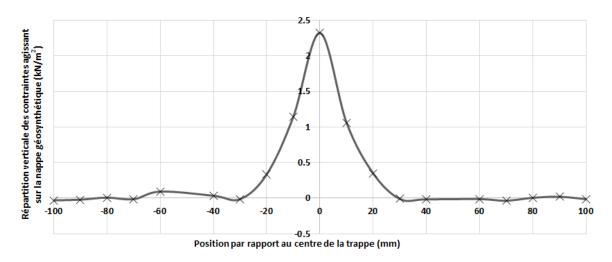
Les distributions de la déformation de la membrane élastique obtenues pour les trois essais : (a, b et c) sont présentées à la Figure 3.13 (a). Les valeurs expérimentales entre les trois essais sont assez comparables en termes de déformation et attestent d'une relativement bonne répétabilité des essais. Les déformations de la membrane sont relativement constante audessus de la trappe ce qui est tout à fait logique avec le type de chargement appliqué. Des déplacements horizontaux moyens de la nappe de 0,28 mm liés à son glissement partiel dans les zones d'ancrage ont été observés expérimentalement aux bords de la cavité. La répartition de la déformation est légèrement antisymétrique par rapport au centre de la cavité. Cela peut être expliqué par le fait que les conditions d'ancrage n'étaient pas parfaitement identiques des deux côtés de la cavité, et que la membrane élastique n'était pas parfaitement ancrée. La Figure 3.13 (b) présente la courbe des tensions verticales moyennes, obtenue à partir de la moyenne lissée des courbes de déformation obtenues pour les essais a, b et c à la Figure 3.13 (a) en appliquant l'Eq. 3-18. Des valeurs relativement constantes de  $T_{v,j}$  sont obtenues au voisinage des deux bords de la cavité.



(a) Distributions de la déformation pour les essais de validation de la méthode d'exploitation des essais adoptée



(b) Distribution de la tension verticale moyenne au-dessus de la trappe



(c) Distribution de la contrainte verticale moyenne transmise sur la membrane élastique

Figure 3.13. Résultats des essais (a, b et c) de validation expérimentale

Si on note par A et B les deux points de la membrane situés aux bords de la cavité (-100 et +100 mm), nous obtenons, à partir des valeurs expérimentales des déformations au voisinage de la cavité et en considérant la raideur de la membrane élastique, que  $T_{v,A} = 30,3 \ N/m$  et  $T_{v,B} = 24,7 \ N/m$  (Figure 3.13 (b)). Le poids du tube peut également être déterminé expérimentalement en utilisant la formule suivante :  $Q_{2T_v} = 0,4 \left(T_{v,A} + T_{v,B}\right) = 22 \ N$ . On constate que la valeur de Q déduite des mesures est bien égale au poids réel du tube (0,4 correspond à la largeur de la cuve), ce qui valide en partie la procédure utilisée.

En utilisant l' Eq. 3-19, on peut déduire la forme de la distribution de charge transmise sur la membrane élastique à partir des valeurs des tensions verticales comme présenté sur la Figure 3.13 (c). La charge transmise sur la membrane élastique est non nulle sur toute la zone de contact entre la membrane et le cylindre et est pratiquement égale à zéro sur le reste de la membrane au-dessus de la trappe. Logiquement la valeur maximale est située au centre de la cavité. Le poids du cylindre Q peut par conséquent également être calculé par l'intégration de la courbe de distribution de charge sur la cavité :

$$Q_{int} = \int_{x=-100}^{x=+100} \int_{z=0}^{z=400} q_k \, dx \, dz = 22,56 \, N$$
 Eq. 3-20

La valeur estimée de  $Q_{int}$  (22,56 N) par l'intégration de la courbe de distribution de charge agissant sur la membrane tout au long de la cavité est très proche de la valeur réelle, ce qui montre la pertinence et le bien-fondé de la méthode d'analyse proposée pour estimer la répartition de la charge sur le géosynthétique à partir des mesures de déformation déduites de la technique de photogrammétrie.

La procédure d'exploitation des résultats est donc jugée fiable et satisfaisante.

Par ailleurs la valeur de la déformation de la membrane peut être estimée analytiquement en considérant l'équilibre statique de la membrane soumise à une charge ponctuelle (Figure 3.14). L'équilibre des efforts verticaux mène à établir la relation entre la charge P et les efforts de traction T de la membrane élastique.

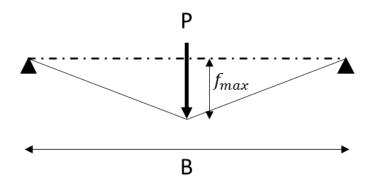


Figure 3.14. Chargement ponctuel de la membrane élastique

$$P = \frac{2Tf_{max}}{\sqrt{\frac{B^2}{4} + f_{max}^2}}$$
 Eq. 3-21

La relation entre la flèche maximale  $f_{max}$  et la déformation axiale de la nappe  $\varepsilon$ , en tenant compte du déplacement UA de la nappe au bord de la trappe, s'écrit :

$$\varepsilon = \frac{2}{B} \left[ \sqrt{\frac{B^2}{4} + f_{max}^2} - UA \right] - 1$$
 Eq. 3-22

En supposant un comportement élastique linéaire de la membrane élastique  $(T = J\varepsilon)$ , on trouve finalement la relation entre la charge P et la flèche  $f_{max}$  en remplaçant l'expression de T dans l'Eq. 3-21 :

$$P = 2 f_{max} J \left( \frac{2}{B} - \frac{(\frac{2}{B}UA + 1)}{\sqrt{\frac{B^2}{4} + f_{max}^2}} \right)$$
 Eq. 3-23

Connaissant la valeur de la charge P (0,055 kN/m), la raideur du renforcement géosynthétique (J = 12 kN/m) et du glissement de la nappe au bord de la cavité UA (0,36 mm), l'application de l'Eq. 3-23 permet de calculer la valeur de la flèche maximale  $f_{max}$  (18,18 mm). Le remplacement de la valeur de  $f_{max}$  dans l'Eq. 3-22 donne une valeur de 1,28 % de déformation axiale de la nappe  $\varepsilon$ , à peu près égale à la valeur de déformation moyenne de 1,22 % obtenue expérimentalement à la Figure 3.13 (a).

# 3.5 Modélisation physique par le simulateur 3D du mouvement des terrains

# 3.5.1 Description du dispositif d'essais

Pour simuler les mouvements de terrain, l'INERIS a développé une plate-forme d'essais permettant d'étudier les risques liés à l'effondrement des cavités souterraines et leurs répercussions sur les mouvements de surface (Hor, 2012). Le modèle est constitué d'une cuve de 2 m de largeur, 3 m de longueur et 1 m de hauteur, destinée à recevoir jusqu'à 6 m³ de sol (Figure 3.15).

La plate-forme d'essais développée permet de simuler les mouvements de terrains induits soit par l'exploitation minière, soit par l'effondrement des cavités souterraines après leur abandon.

Les essais réalisés lors des études précédentes menées à l'INERIS sur ce modèle comportaient initialement un seul vérin de 250 mm x 250 mm (Nghiem (2015) et Hor (2012)). Aujourd'hui, équipé de 15 vérins, le modèle physique permet de reproduire l'effondrement d'une cavité de 1,25 m par 0,75 m, en réduisant les erreurs liées à la taille de l'expérimentation.

Le modèle physique est conçu pour être utilisé sous une gravité terrestre 1g. L'objectif principal de cette modélisation physique sous gravité terrestre est d'étudier les phénomènes d'interaction sol-structure sous l'influence de mouvements de terrain (fontis, affaissement) et l'effet de différentes techniques de mitigation.

L'effondrement de sol est simulé par le déplacement vertical vers le bas (simultané ou non), des vérins placés à la base du modèle. Le contrôle de la vitesse, de l'accélération et de l'amplitude des déplacements verticaux des vérins est réalisé à l'aide de logiciels du commerce. Le modèle est équipé de 15 vérins de section carrée, la section d'un vérin est de 250 mm x 250 mm. Il permet de reproduire différentes formes et tailles d'effondrement ou d'affaissement.

Dans ce mémoire, quatre vérins sont uniquement mobilisés pour simuler une cavité de 0,5 m de côté.



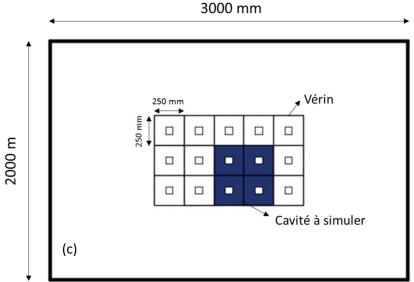


Figure 3.15. (a) Modèle physique 3D rempli de sable, (b) vérins pour simuler le mouvement de terrain et (c) vue en plan de la cuve du modèle physique 3D

# 3.5.2 Caractéristiques des massifs de sol mis en œuvre

#### 3.5.2.1 Sol granulaire (non cohésif)

Pour la série d'essais relative au simulateur 3D de mouvement de terrains, le sol analogique considéré pour représenter un sol non cohésif est le sable de Fontainebleau (noté SF) de catégorie NE 34 ( $D_{50} = 200 \, \mu m$ ). Le sable de Fontainebleau est un matériau de référence (en France) pour la modélisation physique en géotechnique (Popa et al., 2003 ; Garnier, 2002). Les caractéristiques mécaniques de ce sol fin ont été déterminées par Hor (2012) à partir d'essais de laboratoire (essais de cisaillement et triaxiaux) réalisés à faible contrainte de confinement (20 à 60 kPa) pour tenir compte du niveau de contrainte lié à l'épaisseur de la couche de sol utilisée dans le modèle et à la contrainte appliquée à la surface du sol. La densité et les caractéristiques mécaniques du sable varient en fonction du degré de compactage. La densité du sable de Fontainebleau est caractérisée par la valeur de la densité relative  $D_r$ . densité relative du sable La peut être déterminée  $(e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$ , avec  $e_{min}$  et  $e_{max}$  les indices des vides maximal et minimal déterminés selon les procédures d'essais normalisées. Le sable est considéré lâche lorsque la densité relative est comprise entre 0 et 40%, moyen pour une valeur entre 40% et 80% et dense pour  $D_r$  supérieur à 80%.

Le Tableau 3-4 synthétise les résultats obtenus par (Hor, 2012).

Etat de densité	$\gamma (kN/m)$	$D_r$ (%)	E (MPa)	Ø <sub>pic</sub> (°)	$\emptyset_{res}$ (°)
Dense	$16,78 \pm 0,11$	79	6,2-16,2	35,8 – 42,9	27,0-31,4
Moyen	$15,42 \pm 0,18$	44	_	30,1-36,5	24,7 - 33,0
Lâche	$15,00 \pm 0,10$	31	_	29.3 - 33.4	28,4 - 33,0

Tableau 3-4. Caractéristiques du sable de Fontainebleau, (Hor, 2012)

Le sable de Fontainebleau est considéré comme un matériau purement frottant (sans cohésion). A l'état sec, les techniques de préparation d'essais et de mise en place du sable dans le modèle physique sont actuellement bien maitrisées en particulier en termes d'homogénéité et de répétitivité suite aux travaux de thèse de Caudron (2007) ; Hor (2012) et Nghiem (2015).

# 3.5.2.2 Sol cohésif : Caractérisation du mélange sable-kaolin dans les conditions d'essai du modèle 3D

En se basant sur les résultats de l'étude bibliographique sur la reconstitution d'un mélange intermédiaire et particulièrement ceux issus des essais réalisés par Boussaid (2005), nous avons procédé à une nouvelle série d'essais pour compléter la caractérisation du mélange sable-kaolin dans les conditions de nos essais sur le modèle 3D, pour différentes valeurs de densité et de contraintes de confinement.

Une procédure de préparation appropriée est indispensable, la meilleure méthode de malaxage consiste à humidifier la fraction sableuse puis de rajouter graduellement la quantité de kaolin lors du malaxage (Figure 3.16). Cette procédure permet de bien répartir l'eau sur la totalité des grains de sable et de limiter les risques de ségrégation et de formations de mottes qui représentent la source majeure de l'hétérogénéité.

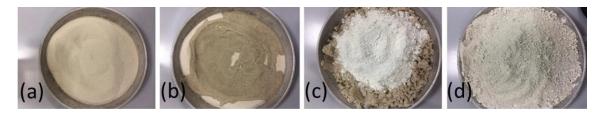
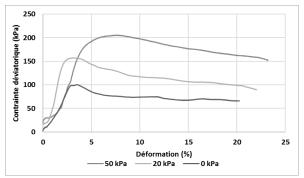


Figure 3.16. Etapes de préparation du mélange sable-kaolin : (a) Préparation de la masse de sable requise, (b) humidification de la fraction sableuse par l'eau, (c) ajout de la fraction argileuse, (d) malaxage de l'ensemble

Les essais réalisés au laboratoire 3SR, sont principalement des essais triaxiaux. Un mélange de 70% de sable, 30% de kaolin humidifié à 8% d'eau a été retenu pour les essais. L'objectif de ces essais est de déterminer les propriétés mécaniques du mélange reconstitué sous faibles contraintes de confinement (0 ; 20 et 50 kPa), pour une densité moyenne facile à atteindre au laboratoire avec les dispositifs usuels. Pour tenir compte du fait que les expérimentations au simulateur 3D sont suffisamment rapides pour que l'eau présente dans le sol n'ait pas le temps de s'échapper, les essais de laboratoire ont été réalisés dans les

conditions non consolidé non drainé avec une vitesse de chargement de 1 mm/min (Figure 3.17).



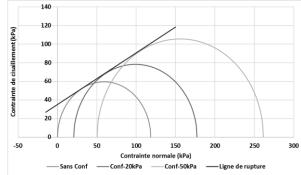


Figure 3.17. Courbes contrainte -déformation des essais triaxiaux, Plan de Mohr – Coulomb : Courbe intrinsèque

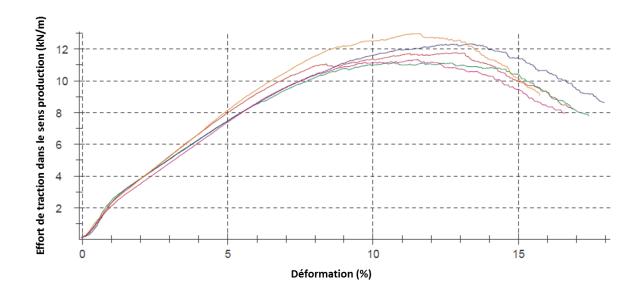
Les principaux résultats des essais triaxiaux obtenus sur le mélange sable-kaolin dans les conditions d'essais définies précédemment sont donnés et comparés à titre indicatif avec ceux de Boussaid (2005) dans le Tableau 3-5. Les courbes des essais triaxiaux qui ont été réalisées au laboratoire sont détaillées et présentées dans l'annexe B.

Tableau 3-5. Propriétés mécaniques du mélange sable-kaolin selon les conditions d'essais de Boussaid (2005) et ceux réalisés pendant la thèse

Paramètres	Boussaid (2005)	Hassoun (2019)	
Sable de Fontainebleau	70 %	70 %	
Kaolin Speswhite	30 %	30 %	
Teneur en eau	8 %	8 %	
Poids volumique sec	$16  kN/m^3$	$15,3  kN/m^3$	
Contraintes de confinement	80; 160 et 240 kPa	0; 20 et 50 kPa	
Taille des éprouvettes	50 mm de diamètre 100 mm de hauteur	50 mm de diamètre 100 mm de hauteur	
Cohésion	43 kPa	35 kPa	
Angle de frottement	30,3°	29°	

# 3.5.3 Caractéristique du renforcement géosynthétique

La nappe géosynthétique utilisée pour les essais sur le modèle physique 3D, a été dimensionnée pour permettre des mesures significatives, principalement en termes de déplacement et de déformation. Les courbes de comportement du géosynthétique retenu sont présentées en Figure 3.18, elles résultent de cinq tests de traction effectués à Texinov selon la norme NF EN ISO 10319 sur des éprouvettes rectangulaires de 100 mm de longueur et 200 mm de largeur.



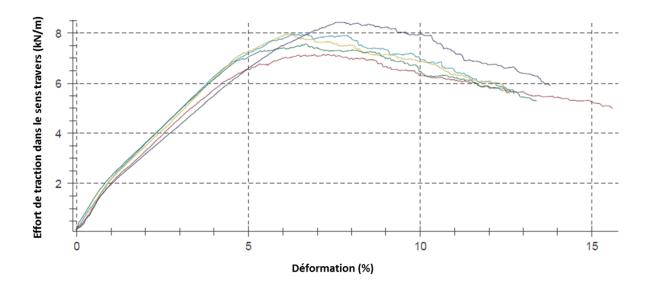


Figure 3.18. Courbes de traction dans le sens production et sens travers du renforcement utilisé pour les expérimentations sur le modèle physique 3D (Texinov)

Comme le montre le Tableau 3-6, pour une déformation inférieure à 5%, le géosynthétique bidirectionnel utilisé peut raisonnablement être considéré comme isotrope.

Tableau 3-6. Résultats des tests de caractérisation du géosynthétique PET

Résultats des tests de traction	Sens production	Sens travers
Résistance à rupture Tmax (kN/m)	11,91	7,81
<b>Déformation à la rupture</b> m <sub>ax</sub> (%)	11,98	6,78
<b>Résistance à 1,2% de déformation</b> (F <sub>1.2%</sub> )	2,65	2,41
<b>Résistance à 5% de déformation</b> (F <sub>5%</sub> )	7,69	6,93

#### 3.5.4 Instrumentation mise en œuvre

Le dispositif expérimental complet qui sera présenté au 3.5.5 fait appel à différents instruments de mesure complémentaire. Ceux-ci sont détaillés dans la présente section.

#### 3.5.4.1 Mesure des contraintes (pression)

Les contraintes verticales en différents points du massif de sol ont été mesurées par des cellules de pression de petites tailles montées et assemblées à l'INERIS. Les cellules de pression utilisées sont des transducteurs qui convertissent la pression (force) en un signal électrique. Ces capteurs instrumentés par des jauges de contrainte ont un corps en aluminium de dimensions 56 mm x 13 mm x 13 mm (Figure 3.19). Une jauge de contrainte est un dispositif qui mesure les variations de la résistance électrique en réponse à une variation de contrainte (ou de pression, ou de force) appliquée sur le capteur.

La jauge de contrainte la plus commune est constituée d'un fil très fin disposé en quadrillage sur un feuillet. Elle est conçue de telle sorte qu'il y ait un changement linéaire de la résistance électrique lorsque la déformation est appliquée dans une direction spécifique. Chaque jauge de contrainte a une sensibilité différente à la déformation, qui est exprimée quantitativement par le facteur de jauge (FG). Le facteur de jauge est défini comme le rapport du changement de la résistance électrique au changement de la longueur (déformation).

Dans les cellules de pesage à jauge de contrainte, la cellule est configurée en « Z » de sorte qu'un couple est appliqué à la cellule. Les quatre jauges de contrainte mesurent la distorsion en flexion de la cellule, deux mesures de compression et deux de tension. Lorsque ces quatre jauges de contrainte sont mises en place dans une formation de pont de Wheatstone, il est possible de mesurer avec précision des petits changements de résistance des jauges de contrainte.

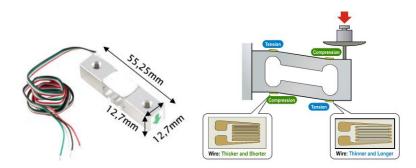
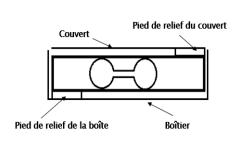
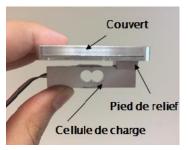


Figure 3.19. Corps de la cellule de charge, et principe de fonctionnement lorsqu'une force est appliquée

La cellule de charge est étalonnée en utilisant un poids connu. Ces cellules sont positionnées et protégés par un boitier en aluminium de dimensions 62 mm x 62 mm x 26 mm fabriqués à l'atelier de l'INERIS (Figure 3.20).





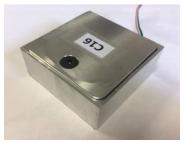


Figure 3.20. Conception des boitiers spécifiques pour les cellules de charge

Les caractéristiques des cellules de charge utilisées dans ce travail sont données dans le Tableau 3-7 :

Tableau 3-7. Spécifications de la cellule de charge utilisée pour les essais sur le modèle physique 3D

Alimentation	5 Vcc* (via microcontrôleur)	
Plage de mesure en toute sécurité	0 - 16 kPa	
Surcharge ultime	24 kPa	
Précision	0,5 % de la pleine échelle	
Température de fonctionnement	-10 °C à 40 °C	

<sup>\*</sup>Alimentation en tension continue

La discussion de la validité des mesures de contrainte, dans les conditions d'essais, sur le modèle physique 3D est détaillée en Annexe C.

#### 3.5.4.2 Mesure de distance

Le VL6180X est un capteur de distance utilisant une technique de mesure laser. Il peut détecter ce qu'on appelle « le temps de vol » qui correspond au temps que met la lumière pour parcourir la distance aller et retour qui sépare le capteur de l'objet dont on souhaite déterminer l'éloignement. Comme il utilise un faisceau de lumière très étroit, il permet de mesurer avec une relative précision la distance qui le sépare de la surface positionnée juste devant lui. Le capteur VL6180X contient aussi un détecteur de luminosité qui permet de mesurer l'intensité lumineuse dans la zone de mesure concernée (Figure 3.21).

Contrairement aux sonars qui diffusent les ondes ultrasoniques dans un cône de détection très large, et aux capteurs de distances IR (infra rouge) qui analysent la quantité de lumière réfléchie, le VL6180X est beaucoup plus précis et n'a pas de problèmes de linéarité ou de « double imagerie ».

Le capteur VL6180X peut mesurer une distance comprise entre 5 et 200 mm avec une précision en laboratoire de  $\pm$  2 mm. Le capteur est de petite taille (21 mm x 18 mm x 2,8 mm) et facile à utiliser pour une détection instantanée de la distance. Il peut sans soucis être utilisé avec n'importe quel microcontrôleur d'alimentation 3-5V.

Le capteur de distance est placé dans un boitier de protection en plastique de 5 cm x 5 cm, dont la face supérieure est percée par un trou circulaire de petit diamètre pour laisser passer le faisceau lumineux émis par le capteur.





Figure 3.21. Capteur de distance VL6180X et son boitier de protection

# 3.5.4.3 Validité des mesures de déplacement au radar sur le modèle physique 3D

La précision des mesures du radar VL6180X dépend principalement des facteurs suivants :

- L'éloignement de l'objet par rapport au radar
- La nature de l'objet à détecter (état de surface et couleur)
- L'éclairage ambiant

Dans de bonnes conditions de fonctionnement, la précision du radar VL6180X est inférieure à 2 mm. Cette précision est garantie pour un objet éloigné de 5 à 100 mm du radar, un éclairage ambiant normal et pour une surface de l'objet à détecter suffisamment réfléchissante.

Le respect de ces conditions dans les essais menés sur le modèle physique 3D est un objectif fondamental. Concernant l'éloignement de l'objet par rapport au radar, les vérins du modèle physique ont été positionnés de telle sorte que la distance maximale entre le renforcement géosynthétique et le radar soit toujours dans la plage optimale de mesure (5 à 100 mm). Le renforcement géosynthétique utilisé dans les essais au laboratoire est de couleur noire, il constitue pour la source laser utilisée (niveau de réflectance très faible) un objet à capacité absorbante importante et représente donc une source importante de perturbation des mesures. Pour sursoir à ce problème, la partie du géotextile faisant face au radar a été colorée avec une bombe de peinture de couleur jaune. Pour estimer les incertitudes de mesure obtenues avec le radar VL6180X dans les conditions d'un essai sur le modèle physique 3D, un test préliminaire sans sol a été réalisé à titre de vérification (nappe géosynthétique soumise à la gravité). Cet essai consiste à comparer les mesures de déplacement du radar VL6180X en sous face du géosynthétique à ceux déterminés en surface avec la technique de corrélation d'images. Dans ce but, sept radars disposés à intervalles réguliers dans l'axe de la cavité (tous les 7 cm à partir du centre de la cavité de 50 cm de côté) et deux caméras ont été utilisés. La comparaison des déplacements de la nappe géosynthétique pour les deux techniques de mesure est donnée à la Figure 3.22.

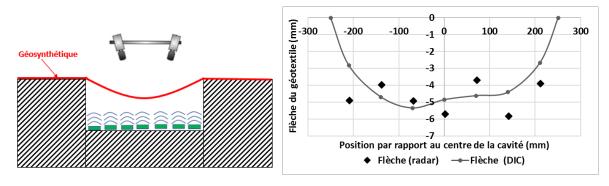


Figure 3.22. Tests de validation des mesures radar, comparaison avec la technique de corrélation d'images

La comparaison entre les mesures des caméras par la technique de corrélation d'images et celles des radars est satisfaisante. Dans les conditions des essais au simulateur 3D, les mesures des radars semblent donc fiables à  $\pm$  2 mm. La déformée, obtenue par corrélation d'images, de la nappe de géosynthétique sous son poids propre est relativement parabolique. Dans les conditions de mise en œuvre retenue une flèche maximale de l'ordre de 5 mm, sous poids propre du géosynthétique, est mesurée au centre d'une cavité de 0,5 m de large.

# 3.5.4.4 Suivi du comportement du renforcement géosynthétique par fibres optiques

La nappe géosynthétique fournie par Texinov, et utilisée pour les essais sur le simulateur 3D de mouvement de terrain, a été instrumentée par un système Geodetect équipé de capteurs à réseau de Bragg permettant la mesure des déformations de la nappe par fibres optiques.

Le dispositif mis en œuvre se compose de quatre fibres optiques parallèles nommées FO1 à FO4 espacées de 5 cm. Chaque fibre comprend 2 capteurs de Bragg espacés de 1 m. 2 points de mesure sont positionnés au droit de la cavité et 6 autres points sont localisés dans la zone d'ancrage du renforcement. La distance qui sépare deux points consécutifs de mesure varie entre 15 et 30 cm (Figure 3.23).

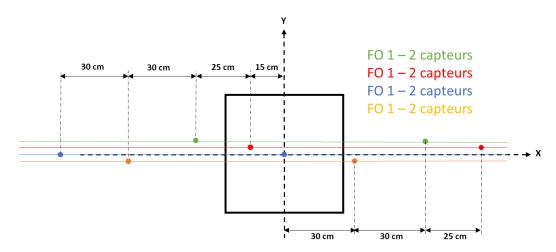


Figure 3.23. Plan de distribution des capteurs Bragg au droit du vérin à déplacer et dans les zones environnantes

Les capteurs de Bragg permettent de détecter des déformations supérieures à 0,02% avec une précision de  $\pm$  0,01%. Une fibre à réseau de Bragg (FGB, Fiber Bragg Grating) est un type de réflecteur de Bragg distribué le long de la fibre optique. Le réseau est construit dans un court segment de la fibre optique, qui réfléchit les longueurs d'onde particulières de la lumière et transmet toutes les autres. Ce segment est obtenu en ajoutant une variation périodique (d) ou apériodique de l'indice de réfraction dans le cœur de la fibre (n3), qui génère un miroir diélectrique spécifique. La fibre à réseau de Bragg peut donc être utilisée comme un filtre optique en ligne pour bloquer certaines longueurs d'onde, ou comme un réflecteur en longueur d'onde spécifique ( $\lambda_B = 2d$ n3). La Figure 3.24 montre la structure de la fibre à réseau de Bragg ainsi que les profils spectraux de l'entrée, de la réflexion et de la transmission, respectivement.

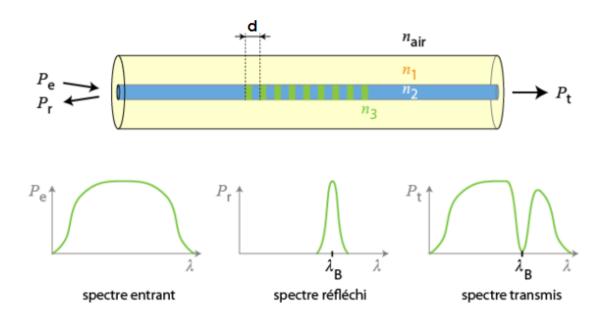


Figure 3.24. Structure d'une fibre à réseau de Bragg avec le profil d'indice de réfraction et les réponses spectrales (Source TriTex)

Une centrale d'acquisition de mesures (FBGS) spécialement adaptée au conditionnement des capteurs fibres optiques à réseaux de Bragg a été utilisée. La centrale de mesure permet l'acquisition des données de contrôle et de surveillance en continu. Une fréquence de mesure de 100 Hz a été adoptée.

#### 3.5.4.5 Photogrammétrie en 3D

Le simulateur de mouvement de terrain est équipé d'un système de mesures par corrélation d'images. Les images numériques sont enregistrées simultanément par deux caméras de 15 Mégapixels montées sur des supports spécialement conçus et fixés au-dessus du modèle physique. Les deux caméras sont espacées de 60 cm, et positionnées à une distance de l'ordre de 155 cm de la surface du sol. L'acquisition des données est faite à intervalle régulier grâce à un PC situé à proximité.

Les deux caméras sont connectées au logiciel de pilotage VIC-SNAP développé par Correlated Solutions fondée en 1998 aux Etats Unis. Ce logiciel assure la gestion des caméras, la définition de la zone d'intérêt, l'affichage de l'histogramme de niveaux de gris, l'indication de netteté et de la qualité du mouchetis. VIC-SNAP permet aussi d'afficher des images en temps réel ou différé, de déclencher les prises d'images : manuel, périodique et flexible. L'étalonnage du système stéréoscopique, le calcul de l'erreur de projection et de la correction de distorsion des optiques sont des fonctions majeures de VIC-SNAP.

Les deux caméras numériques constituent un système stéréoscopique, étalonné à l'aide d'une « mire » plane placée dans la zone de mesure à différents endroits. Les repères de cette mire étant parfaitement définis, les relations matricielles qui relient le champ de la position spatiale avec les coordonnées planes des deux images des caméras sont établies avec précision (Figure 3.25). Les mires d'étalonnage utilisées sont planes, très contrastées et minimisent les reflets. Plusieurs mires de tailles différentes (858 et 5918 cm²) peuvent être employées selon qu'elles seront utilisées sur le modèle à la trappe ou le simulateur 3D. Les deux mires, d'une précision de 5  $\mu m$ , ont les mêmes matrices de points, 12 points x 9 points. Cependant, la mire utilisée pour le modèle physique 3D a un espacement entre deux points consécutifs de 76 mm contre 20 mm pour la mire utilisée pour évaluer les déplacements de la membrane élastique dans le modèle 2D à la trappe.

L'étalonnage avec la mire sert à déterminer les paramètres intrinsèques des caméras et à caractériser la géométrie du système stéréoscopique. En capturant plusieurs positions de la mire, le logiciel VIC-SNAP V7, (2010) identifie les trois points particuliers de la mire qui définissent un triangle rectangle de dimensions connues, quelles que soient leurs positions dans l'image.

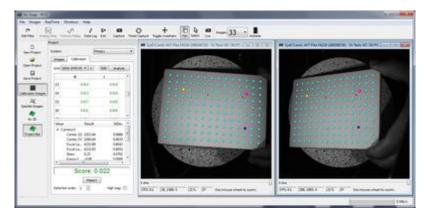


Figure 3.25. Etalonnage interactif du système stéréoscopique avec le logiciel VIC-SNAP (Source : Société Kilonewton)

Après la prise et le stockage des photos, celles-ci sont traitées à l'aide du logiciel d'analyse d'images VIC 3D fourni avec le logiciel VIC-SNAP. Une fois les images importées de VIC-SNAP, VIC 3D utilise une fenêtre de corrélation paramétrable « imagette » pour comparer les images déformées aux images de référence (état initial) et construire un champ de déplacement en 3D.

Généralement, une zone de sol est divisée en un maillage de « patches » comme le montre la Figure 3.26. La texture (variation de l'intensité ou de la luminosité des pixels) des patches est suivie à travers une séquence d'images en recherchant une corrélation parfaite entre le patche de l'image courante et celui de référence. En principe, un traitement supplémentaire de corrélation permet de suivre les déplacements entre les images à des précisions inférieures à

celle du pixel. La configuration du PC est importante pour optimiser le stockage et le traitement des images : interfaces rapides, temps d'accès disque courts, processeur multicœurs et mémoire RAM.

La mesure des déplacements de surface est réalisée au moyen d'images numériques stéréo. La technique DIC a été utilisée pour déterminer les déplacements et les champs de déformations notamment au droit de la cavité.

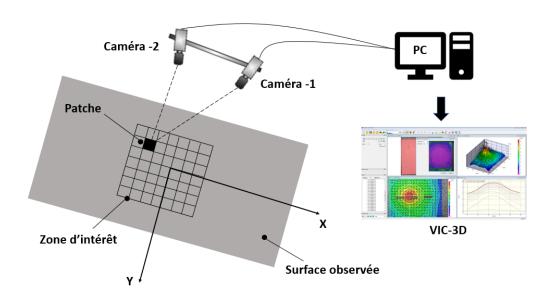


Figure 3.26. Stratégie de suivi des déplacements par la technique de corrélation d'images

### 3.5.5 Préparation/procédure d'essai

Le principe des expérimentations sur le modèle physique 3D consiste à simuler l'ouverture progressive d'une cavité carrée sous un remblai de sol dont la base est renforcée par un géotextile. Les essais ont été réalisés avec le sable de Fontainebleau et le mélange sablekaolin reconstitué comme discuté précédemment. Seul le mélange sable-kaolin nécessite une préparation avant l'essai. Etant donné le volume important de matériau à préparer, une bétonnière de 150 litres a été utilisée. La préparation du mélange est similaire à celle décrite lors de la préparation des échantillons d'essais triaxiaux. La partie sableuse est introduite en premier dans la bétonnière, puis humidifiée à une teneur en eau légèrement supérieure à celle prévue (soit 8,5%) pour minimiser les pertes de teneur en eau lors de la préparation. Un pulvérisateur de 5 litres, muni d'une lance dont l'embout se termine par une buse réglable pour générer une fine brume (Figure 3.27), a été utilisé. La fraction argileuse est au final ajoutée au sable humide. Enfin le mélange est malaxé dans la bétonnière plusieurs minutes jusqu'à ce qu'il soit homogène. Le volume de sol nécessaire à la réalisation des essais avec le mélange sable-kaolin est d'environ 0,125 m x 1,7 m x 1 m ce qui représente une masse de 350 kg pour une couche de poids volumique sec  $\gamma_d = 15.2 \, kN/m^3$ . Le matériau nécessaire à chaque expérimentation est préparé dans la bétonnière en 7 gâchées de 50 kg chacune, puis stocké dans des sacs hermétiques jusqu'au jour de l'essai.



Figure 3.27. Malaxage du mélange sable-kaolin avec l'eau dans la bétonnière

Avant la mise en place du sol, la cuve du modèle physique 3D doit être préparée en considérant les aspects suivants : définition de la cavité à créer, positionnement des capteurs de contrainte et des radars, et mise en place de la nappe de renforcement.

Quatre vérins de 25 cm x 25 cm chacun ont été choisis pour simuler l'ouverture de la cavité. La cavité simulée est ainsi de forme carrée et de dimensions 50 cm x 50 cm (Figure 3.28). Ces dimensions peuvent à la fois représenter un cas réel d'une cavité de faibles dimensions susceptible d'apparaître sous un remblai de faible épaisseur, ou simuler un effondrement plus conséquent si l'on considère les lois de similitude.

Une planche de bois de 2 m x 3 m dans laquelle une vingtaine de réservations ont été prévues pour encastrer des capteurs de contrainte a été déposée au fond de la cuve. Une planche de 0,5 m x 0,5 m est de manière analogue positionnée au-dessus des 4 vérins, elle est munie de réservations permettant l'installation de 7 radars espacés de 7 cm (Figure 3.28).

Les capteurs de pression sont positionnés de part et d'autre de la cavité à des distances allant jusqu'à 37 cm du bord de la cavité, soit 3/4 du diamètre de la cavité. L'emplacement des capteurs de contrainte est détaillé au chapitre 5.

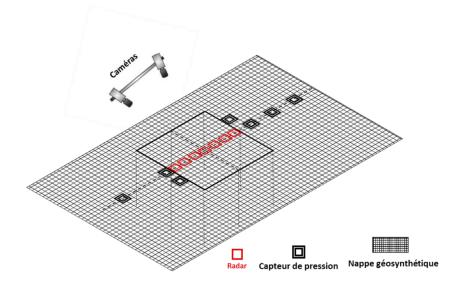
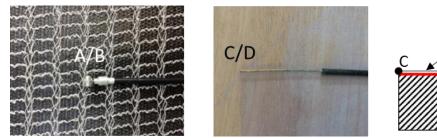


Figure 3.28. Vue en plan de la cuve du modèle physique 3D et positionnement des capteurs de contraintes et des radars

Une fois que les capteurs de contrainte et les radars sont positionnés dans leur logement, la nappe de renforcement géosynthétique est mise en place. Celle-ci couvre une surface de 1,7 m x 1 m. Elle est simplement posée au fond de la cuve, tendue manuellement, et fixée sur la planche en bois à sa périphérie par des vis munies de rondelles tous les 20 cm. Des parpaings de béton ont été également positionnés dans la direction principale (X) à l'extrémité de la nappe Ce dispositif sommaire ne permet pas d'assurer un ancrage parfait.

Pour estimer les déplacements de la nappe géosynthétique au voisinage de la cavité, deux câbles métalliques inextensibles coulissant dans des gaines rigides ont été fixés à l'une de leurs extrémités (A et B) sur le géotextile aux emplacements souhaités. Les câbles ont été déroulés sur toute la longueur du géosynthétique. L'extrémité libre (C) des câbles permet, en sortie de cuve, d'estimer le déplacement horizontal de la nappe aux points considérés A et B (Figure 3.29).



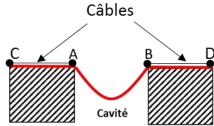


Figure 3.29. Fixation et mise en place des câbles de mesure des déplacements de la nappe au bord de la cavité

Avant essai, la masse de sol de 500 kg stockée au préalable dans des sacs étanches, est déversée dans la cuve du modèle physique 3D à l'aide d'un pont roulant. Le matériau est compacté jusqu'à atteindre le poids volumique souhaité. Le compactage est réalisé avec une dame de compactage manuelle de 15 cm x 15 cm, en acier au carbone forgé munie d'un manche en bois de 1 m de longueur. Grâce à son poids, 5,6 kg, et ses dimensions, la dame de compactage est facile à manipuler lors des divers travaux de compactage. Elle s'utilise généralement pour compacter et réparer les petites zones d'asphaltes sur les routes. Le compactage se fait en trois couches d'environ 4 cm d'épaisseur, ce qui permet d'améliorer l'homogénéité de la densité de la couche de sol et limiter les incertitudes liées aux mesures des contraintes. La procédure de mise en œuvre retenue garantit une relative planéité de la surface du sol avec une tolérance inférieure à 10 mm.

Deux caméras ayant une fréquence d'acquisition de 0,2 Hz (une image toutes les 5 secondes) sont utilisées pour suivre les déplacements de surface. La valeur de la fréquence a été choisie en fonction de la vitesse des vérins pour assurer une variation assez faible des déplacements du sol entre deux prises successives d'images et pour faciliter l'interprétation des mesures par la technique de corrélation d'images. Lors des essais, le mouvement des vérins est piloté en déplacement, vitesse et accélération suivant un scénario prédéfini. Les mesures de contraintes et de déplacements de la nappe géosynthétique sont enregistrées en continu durant les essais.

A la fin de l'essai, les déplacements à la surface du sol, les profils de contraintes à la base de la couche de sol et la déformée finale de la nappe géosynthétique permettent d'appréhender

les mécanismes de transfert de charge qui se sont développés au sein de la couche de sol renforcée par géosynthétique suite à la formation de la cavité.

Après abaissement des vérins, le sol au droit de la cavité est soumis à des chargements successifs en surface. Le chargement dans le cas des essais en 3D sur le simulateur de mouvements de terrain est appliqué sur une surface carrée de 15 cm de côté positionnée dans l'axe de la cavité. Le dispositif de chargement est une plaque métallique de 5 kg, sur laquelle des surcharges additionnelles sont appliquées. Les essais de chargement consistent à charger la surface de sol par une surcharge initiale de 15 kg, augmentée en deux phases de 20 kg chacune. Les poids de chargement utilisés sont constitués de plaques en acier de 10 kg chacune posées directement sur la plaque de chargement située au centre de la cavité (Figure 3.30).

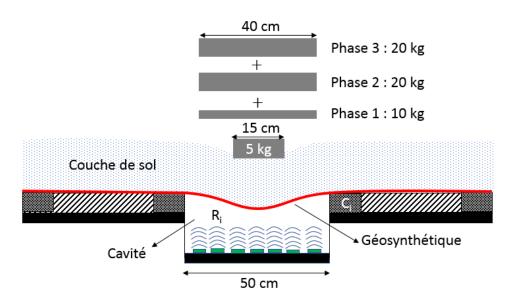


Figure 3.30. Schéma de chargement en surface de la couche de sol au centre de la cavité dans le cas des essais en 3D sur le simulateur de mouvements de terrain

# 3.6 Conclusion

La recherche menée dans ce travail est principalement expérimentale, deux dispositifs réduits expérimentaux, en déformation plane et en trois dimensions, ont été adoptés pour reproduire la création d'une cavité souterraine : le modèle à la trappe et le simulateur de mouvements de terrain. Les deux dispositifs expérimentaux ont l'inconvénient d'être à échelle réduite et permettent donc une étude qualitative des phénomènes mis en jeux et une analyse quantitative partielle (dans le sens ou ne respectant pas les règles de similitude, leurs résultats ne peuvent être transposés directement à l'échelle du prototype).

Chaque modèle physique présente des avantages par rapport à l'autre. Ces deux outils ont été développés pour analyser le comportement, suite à l'apparition d'une cavité, d'une couche de sol renforcée par géosynthétique. Différentes techniques de mesure sont utilisées dans ce but : la corrélation d'images et l'utilisation de capteurs de contrainte et de déplacement (radars). Le système de mesure utilisé permet un suivi assez complet à la fois du mouvement de sol et de la déformation de la nappe géosynthétique de renforcement.

Pour les expérimentations à la trappe, deux types de sol ont été utilisés : un matériau granulaire grossier non cohésif (gravier) et un sable argileux naturel cohésif. Pour les essais au simulateur 3D, deux types de sol ont également été testés : un sol granulaire (sans cohésion) et un sol cohésif reconstitué. Le sable de Fontainebleau a été choisi pour modéliser le sol granulaire, alors que le sol cohésif a été reconstitué à partir de sable Fontainebleau et de kaolinite. Un mélange constitué de 70 % de sable, 30 % de kaolin humidifié à 8 % d'eau a été retenu pour les expérimentations au simulateur 3D. La caractérisation à l'appareil triaxial du mélange sable-kaolin retenu montre que le mélange a un comportement intermédiaire en termes de cohésion et de frottement interne, proche de celui d'un sol naturel.

# Chapitre 4 Expérimentation à la Trappe

**Résumé** --- Le dispositif bidimensionnel « Trapdoor » a été utilisé pour simuler la remontée d'une cavité sous un massif de sol. L'effet d'un renforcement par « géosynthétique » sur le comportement d'un remblai a été étudié. L'objectif principal de cette étude est d'évaluer le mécanisme de transfert de charge et de déterminer la forme de la distribution de charge transmise à la nappe de renforcement lors de la remontée d'un fontis. Deux types de remblai ont été testés : granulaire et cohésif. La prise de photos lors de l'abaissement de la trappe à intervalles réguliers a permis de déterminer la déformation de la nappe et d'en déduire l'intensité et la répartition de la charge verticale agissant au droit de la cavité. Plusieurs hauteurs de sol ont été testées. Cette étude concerne les remblais de faible épaisseur, où le rapport entre la hauteur (H) de remblai et le diamètre (B) de cavité H/B est inférieur à 0,75.

Les résultats ont permis de démontrer que dans le cas d'un remblai granulaire et suite à l'apparition d'un effondrement, la charge du sol se transmet sur la nappe géosynthétique selon une répartition de contrainte verticale de forme « parabolique inversée » ou « triangulaire inversée » (charges plus importantes sur les bords de la cavité). Dans le cas d'une couche cohésive (effondrement par blocs de la couche de sol), la distribution de charge peut être schématisée par deux forces ponctuelles verticales. Dans les deux cas, une charge ponctuelle appliquée en surface peut modifier la géométrie de la répartition de charge agissant sur la nappe de renforcement. Les résultats expérimentaux dans le cas d'un remblai granulaire ont pu été approchés par la formulation de Terzaghi avec une géométrie non uniforme de la distribution de charge et une valeur appropriée du coefficient de pression des terres. Pour le cas cohésif, les formules analytiques récemment proposées par Huckert (2014) ont été testées.

## 4.1 Introduction

La problématique des reports de charge d'un remblai de sol sur une cavité souterraine est complexe et peut être abordée expérimentalement de différentes façons. Dans un premier temps nous avons, par soucis de simplicité, souhaité aborder cette problématique par une étude expérimentale en déformation plane du comportement d'un remblai de faible épaisseur soumis à une sollicitation simplifiée simulant la remontée d'une cavité. Le mode de sollicitation qui a été retenue consiste à imposer à la base du remblai un déplacement vertical différentiel. Celui-ci, appliqué dans une zone restreinte, engendre une perturbation locale au sein du massif de sol qui est à l'origine des reports de charge. Ce type de sollicitation, également appelé « problème de la trappe », a l'avantage de pouvoir être appliqué en condition de déformations planes, ce qui permet d'observer plus simplement les phénomènes mis en jeu.

Le problème dit « de la trappe » est une configuration classique qui a été utilisée dès le début des années 30 par Terzaghi (1936, 1943) pour étudier les effets de voûte au-dessus des ouvrages souterrains. Le dispositif de la trappe permet notamment d'estimer les tassements de surface générés par un déplacement en clé de voûte d'une cavité souterraine, d'évaluer les efforts correspondants sur le revêtement et de visualiser les mécanismes de rupture lorsque le tassement devient important. Il s'agit en fait d'une sollicitation particulière induite par un déplacement vertical ascendant ou descendant localisé dans une zone restreinte, appelée trappe, de la frontière d'un massif de sol. Cette perturbation locale peut être utilisée pour générer différentes situations géotechniques donnant lieu à une redistribution des contraintes dans le sol (Huckert et al. 2014; Zhu et al. 2012; Chevalier et al. 2012). Cela peut, par exemple, être un remaniement ou un effondrement localisé du support sur lequel repose le massif de sol, comme c'est le cas développé dans ce chapitre. Dans cette étude, le modèle expérimental utilisé est bidimensionnel, il modélise donc plus particulièrement le déplacement vertical du toit d'une tranchée ou galerie linéaire.

# 4.2 Objectif

Le but de ces essais expérimentaux dits à la trappe est de mettre en évidence l'effet d'un renforcement par géosynthétique au-dessus d'une cavité sur les mécanismes d'effondrement et de transfert de charge. L'expérimentation réalisée permet d'étudier deux types de sol (granulaire et cohésif) en considérant plusieurs épaisseurs de remblai. La géométrie du modèle, la vitesse d'abaissement de la trappe et la raideur en traction de la nappe de renforcement ont été maintenues constantes. Ceci permet de conclure sur l'influence du rapport H/B sur les mécanismes de renforcement, d'évaluer la performance du composite solrenforcement selon le type de sol et de comparer les résultats expérimentaux avec ceux des formulations analytiques existantes. L'objectif majeur de cette étude est donc, d'une part, de mettre en évidence le mécanisme de transfert de charge et d'autre part, de quantifier l'intensité de la charge transmise à la nappe géosynthétique lors de l'apparition d'une cavité et d'en déterminer la répartition spatiale.

# 4.3 Dispositif expérimental

Le modèle à la trappe est un dispositif largement utilisé pour simuler le mouvement du sol et étudier expérimentalement l'effet de voûte. Les résultats associés peuvent généralement être pertinents pour analyser le scénario d'effondrement causé par des cavités naturelles ou anthropiques (Cox, 2014, Huckert et al. 2014). Le principe de base est de reproduire dans les

conditions de déformations planes, la formation d'un effondrement localisé (fontis) en simulant un déplacement à la base du remblai. Pour chaque type de sol testé, des essais avec et sans renforcement ou surcharges en surface ont été menés.

Les essais à la trappe ont été réalisés dans une cuve constituée sur le pourtour de panneaux de contreplaqué de 12 mm d'épaisseur et sur la face avant d'une plaque en Plexiglas de 5 mm d'épaisseur. Les parois verticales sont renforcées par une série de cadres d'acier horizontaux régulièrement espacés permettant de conserver la planéité des faces de la cuve pendant les phases de test. Comme le montre la Figure 4.1, le fond de la cuve a une longueur de 1 m et une largeur de 0,40 m. Une trappe de 0,40 m x 0,20 m est aménagée sur toute la largeur de la cuve dans sa partie centrale. La description du modèle à la trappe, des matériaux utilisés et des outils de mesures et d'analyse sont détaillés au chapitre 3.

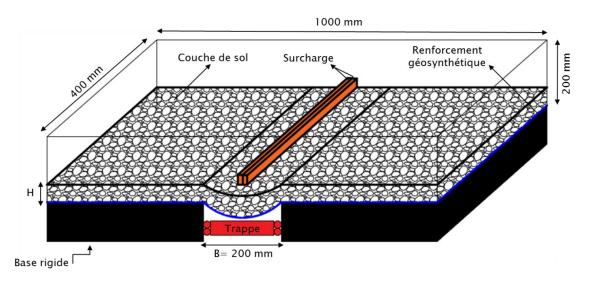


Figure 4.1. Description du modèle expérimental pour la réalisation des essais à la trappe

La trappe est déplacée verticalement avec une vitesse constante de 0,016 mm/s à l'aide d'un vérin, qui entraîne la création d'un vide à la base de la couche de sol. Le déplacement de la trappe est mesuré à l'aide d'un transducteur linéaire LVDT. La résolution obtenue sur le déplacement de la trappe est de 0,05 mm. Afin de limiter les effets de frottement des parois sur les résultats, la contrainte moyenne agissant sur la trappe est mesurée sur la partie centrale de la trappe de 20 cm x 20 cm par un capteur d'effort d'une résolution de 1 N.

Contrairement au cas non renforcé où il est possible de déterminer la contrainte moyenne agissant sur la trappe, l'utilisation d'une membrane flexible comme élément de renforcement à la base de la couche de sol rend impossible ce type de mesure. En conséquence, pour déterminer l'action de la couche de sol sur la nappe, un processus spécifique basé sur une technique de photogrammétrie a été utilisé. Ce processus permet de déterminer la déformation de la nappe et d'en déduire l'intensité et la répartition de la charge verticale agissant au droit de la cavité.

# 4.4 Programme d'essais

Les essais à la trappe sur le matériau constitué de gravier ont été effectués pour trois hauteurs différentes de la couche granulaire H : 5, 10 et 15 cm (soit un ratio H/B = 0,25, 0,5 et 0,75 respectivement pour une largeur de la trappe B de 20 cm). Les tests référencés 1 à 3 ont

été réalisés sans renforcement, alors que les tests référencés 4 à 6 ont été renforcés par une nappe géosynthétique (RG), et ce pour conclure sur l'effet du renforcement sur le comportement du remblai et sur le mécanisme de transfert de charge. Une seule nappe géosynthétique d'une raideur J a été utilisée. Des essais sur sol cohésif (sablo-argileux) d'une épaisseur de 5 cm, 10 cm et 15 cm et référencés 7 à 9 (en l'absence du RG) et 10 à 12 (en présence du RG) ont également été réalisés. Cette étude porte principalement sur le comportement des remblais de faible épaisseur, conditionnant l'utilisation de géosynthétique.

Le programme d'essais est donné dans le Tableau 4-1. Nous précisons que chaque essai a été répété trois fois, soit 36 tests réalisés au total. Les résultats sont répétables et sont donc caractérisés par la valeur moyenne ± l'écart type. Le remblai a successivement été chargé en surface par deux charges linéaires uniformes (Q1 et Q2) placées dans l'axe de la trappe. Les surcharges appliquées correspondent à deux barres en acier de 25 mm de largeur, 400 mm de longueur et 50 mm de hauteur. Chaque barre Q1 et Q2 a un poids de 22 N. Ces charges ont été appliquées d'une part pour appréhender les mécanismes de transfert de charge pour ce mode de sollicitation et d'autre part pour provoquer la rupture de la couche de sol cohésif.

L'analyse des résultats des essais repose sur l'obtention de mesures précises du mouvement de sol et des déplacements du RG. Les photos numériques ont été obtenues à l'aide d'une caméra et d'un PC d'enregistrement des données situés à proximité du modèle expérimental. Les images, de 15 mégapixels de résolution, ont été traitées en utilisant le logiciel d'analyse d'images VIC 2D, pour fournir des champs de déplacements bidimensionnels à la fois pour la couche de sol et au niveau du RG. L'obtention de la distribution des déformations en différents points du RG est une étape importante qui permet de déterminer la force de tension induite et d'en déduire la géométrie et l'intensité de la charge verticale transmise par le sol sur la nappe lors de l'apparition de la cavité.

Notons que pour éviter le bruit provenant des imprécisions de mesures et erreurs aléatoires liées au modèle, les courbes de déplacement du RG ont été lissées. Ce lissage, sans influence sur les mesures, est essentiel pour filtrer les résultats et éliminer les dispersions potentielles liées aux mesures. Les niveaux de bruit mesurés sur un point corrélé sont compris entre 0,0125 et 0,115 pixel (1 pixel = 0,105948 mm, pour la position retenue de la caméra), une valeur nulle indique une correspondance parfaite, une valeur plus élevée indique un bruit. Tous les résultats présentés par la suite sont basés sur la courbe moyenne de déformation des essais répétés.

Tableau 4-1. Programme d'essais

Sol	H/B	Description	Nomenclature
	0.25	Non Renforcé	Test1 - GNR25
	0.50	Non Renforcé	Test2 - GNR50
	0.75	Non Renforcé	Test3 - GNR75
Granulaire	0.25	Renforcé	Test4 - GR25
(Gravier)	0.50	Renforcé	Test5 - GR50
	0.75	Renforcé	Test6 - GR75
	0.25	Non Renforcé	Test7 - ANR25
	0.50	Non Renforcé	Test8 - ANR50
Cohésif	0.75	Non Renforcé	Test9 - ANR75
(Sablo-argileux)	0.25	Renforcé	Test10 - AR25
	0.50	Renforcé	Test11 - AR50
	0.75	Renforcé	Test12 - AR75

# 4.5 Sol granulaire non renforcé : Tests 1-3

# 4.5.1 Courbe de chargement : Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux

Dans cette section, nous présentons l'évolution de la contrainte verticale agissant sur la trappe, les champs de déplacement du sol et les déformations volumétriques et de cisaillement correspondants obtenus dans les tests 1-3 avec un sol non renforcé pour trois ratios (H/B = 0,25, 0,5 et 0,75).



Figure 4.2. Etat initial (a) et final (b) du remblai de sol granulaire non renforcé de H/B=0,75 (Test 3).

La Figure 4.3 montre l'évolution de la contrainte verticale (p) agissant sur la partie centrale de la trappe normalisée par la contrainte géostatique ( $p_0 = \gamma H$ ), en fonction du déplacement  $\delta$  normalisé par la largeur de la trappe B.

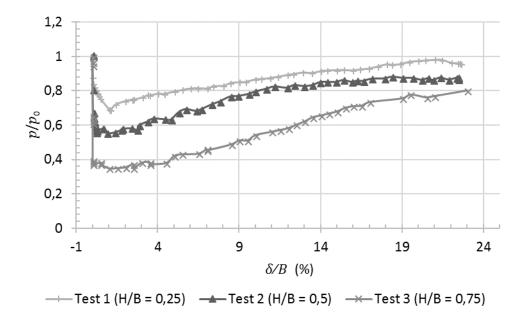


Figure 4.3. Evolution du ratio  $(p/p_0)$  agissant sur la trappe en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$ .

On constate que dès que la trappe est abaissée, la contrainte agissant sur la trappe chute rapidement pour atteindre une valeur minimale de la contrainte p (état de transfert de charge maximal). En continuant à déplacer la trappe vers le bas, la contrainte p augmente progressivement selon une courbe relativement linéaire avant d'atteindre une valeur limite correspondant au déplacement maximal de la trappe définissant l'état ultime de chargement.

Les différences significatives entre les tests 1-3 sont liées à la valeur de la réduction maximale de charge et à la valeur ultime obtenue à la fin de l'essai. Le déplacement  $\delta$  correspondant à l'obtention de la charge minimale sur la trappe est de l'ordre de 1,35% de B pour tous les essais.

En raison des mécanismes de transfert de charge, la contrainte initiale p<sub>0</sub> est réduite à 68%, 55% et 35% pour respectivement H/B = 0,25, 0,5 et 0,75. Des taux de réductions plus élevées peuvent être atteints pour les remblais de forte épaisseur. Contrairement aux remblais profonds (hauteur importante), les courbes de chargement des tests 1-3 montrent que la valeur minimale de p augmente avec la hauteur du sol (elle est de 0,522; 0,836 et 0,866 kPa pour H = 5, 10 et 15 cm respectivement). Ceci peut s'expliquer par le fait que le transfert de charge n'est pas identique dans les tests 1-3 et que l'effet de voûte n'a pas une configuration stable.

En outre on constate à l'état ultime pour le test 1 (H/B = 0,25) pour lequel le taux de déformation est très important (rapport  $\delta/H=92\%$ ) que la contrainte initiale géostatique est approximativement entièrement récupérée, ce qui n'est pas le cas des tests 2 et 3 (H/B = 0,5 et 0,75) qui sont moins cisaillés (rapport  $\delta/H$  de 46% et 30% respectivement), et pour lesquels des réductions ultimes de charge de 13% et 20% sont observées.

Dans cette section, nous avons accordé plus d'attention à l'estimation de la réduction maximale de charge générée par les mécanismes de transfert de charge. De nombreuses théories de voûte estiment la réduction de la charge selon différentes géométries (triangulaire, trapézoïdale, semi-circulaire ou parabolique). La plupart de ces méthodes calculent également la réduction de charge en utilisant un angle de frottement au pic. Un résumé des équations proposées pour estimer la charge minimale et ultime causée par le mouvement actif de la trappe est fourni dans le Tableau 4-2

La comparaison, à l'état maximal de report de charge, des résultats analytiques présentés au Tableau 4-2 et ceux expérimentaux donnés sur la Figure 4.3, pour les tests 1-3 est donnée au Tableau 4-3. Les estimations analytiques sont en général assez proches des valeurs expérimentales de  $p/p_0$  à l'état maximal de report de charge. Il parait difficile d'en adopter une seule formulation qui approche au mieux les résultats des trois hauteurs de la couche de sol. Malgré la non prise en compte des propriétés mécaniques de la couche de sol, la formule de Guido et al. (1987) donne des estimations de  $p/p_0$  assez proches des valeurs expérimentales (Tests 2 et 3). En tenant compte de son domaine d'application, la formule de Bierbaumer, qui suppose une zone déformée sous forme triangulaire au droit de la cavité, peut être utilisée pour approcher le rapport de transfert de charge au sein d'un remblai de faible hauteur ( $p/p_0$ ).

Tableau 4-2. Expressions de réduction de la charge

Référence	Formulation			
Rapport de re	éduction de charge en phase de report maximal de charge			
Engesser (1882)	$\frac{P}{p_0} = \frac{B}{H} \left( \frac{K_a}{2 \tan \phi + \frac{B}{H} K_a} + \frac{\tan \phi}{6} \right) (pour \frac{H}{B} \ge \frac{\tan \phi}{4})$ $K_a = (1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)$ Propose une forme parabolique de la zone déformée du sol au droit de la cavité, ayant une inclinaison égale à l'angle de frottement interne du remblai à partir de l'horizontale			
Bierbaumer (1913)	$\frac{P}{p_0} = \frac{B}{4Htan\phi}  (pour \ ^H/_B \ge \frac{\cos \phi}{2})$ Prends en compte la formation au droit de la cavité d'une zone de sol déformée en un triangle isocèle à angles latéraux égaux à l'angle de frottement du sol à partir de la verticale			
<b>Evans</b> (1983)	$\frac{P}{p_0} = 1 - \frac{H}{B} \tan\phi  (pour \ ^H/_B < 1/2 \tan\phi)$ $\frac{P}{p_0} = \frac{B}{4H \tan\phi}  (pour \ ^H/_B \ge 1/2 \tan\phi)$ Similaire à la formulation de Bierbaumer (1913), cependant Evans (1983) introduit la possibilité de formation d'une zone trapézoïdale de sol déformée sur la cavité			
Iglesia et al. (2014)	$\frac{P}{p_0} = \frac{B}{H} \left( \frac{K_E}{2 \cot \phi + B/H} \frac{K_E}{K_E} + \frac{\cot \phi}{6} \right) (pour \ H/B \ge \frac{\cot \phi}{4})$ $K_E = (1 - \sin^2 \phi)/(1 + \sin^2 \phi)$ Issue de la reprise de la formulation de Engesser (1882), pour une inclinaison égale à l'angle de frottement interne, à partir de la verticale, de la zone de sol déformée au droit de la cavité			
Guido et al. (1987)	$\frac{P}{p_0} = \frac{B}{4H}  (pour \ ^H/_B \ge \frac{\sqrt{2}}{4})$ Similaire à la formulation proposée par Bierbaumer (1913), Guido et al. (1987) suppose que les lignes de rupture sont inclinées de 45° par rapport à la verticale			
Rapport de réd	uction de charge en phase d'état ultime de report de charge			
Bierbaumer (1913)	$\frac{P}{p_0} = 1 - K_a \frac{H}{B} \tan \phi$ Modélise une zone d'effondrement cylindrique de sol au droit de cavité, en utilisant le coefficient de poussée des terres établi par Marston et Anderson (1913)			
Terzaghi (1943)	$\frac{P}{p_0} = \frac{B}{2H\tan\phi} \left(1 - e^{-2\tan\phi (H/B)}\right) (pour \frac{H}{B} \le 2)$ Suppose une zone d'effondrement de sol cylindrique au droit de la cavité, avec une mobilisation complète de la résistance en cisaillement sur les plans de rupture et une valeur K = 1 de poussée des terres			
Evans (1983)	$\frac{P}{p_0} = \frac{B}{2.4 H sin \phi} \left( 1 - e^{-2.4 \frac{H}{B} sin \phi} \right) (pour \frac{H}{B} \le 2)$ Formulation similaire à celle de Terzaghi (1943), alors que Evans (1983) utilise un coefficient K = 1,2 de poussée des terres basé sur des mesures expérimentales			

Tableau 4-3. Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux de l'état maximal de report de charge dans le cas d'un remblai granulaire (Test 1-3)

	$p_{m/p_0}$ : Etat maximal de report de charge				
Formulation/ résultats	Engesser (1882)	Bierbaumer (1913) / Evans (1983)	Iglesia et al. (2014)	Guido et al. (1987)	Expérimental
H/B = 0,25	-	0,737	0,858	-	0,687
H/B = 0,50	0,368	0,526	0,471	0,5	0,555
H/B = 0.75	0,351	0,245	0,325	0,333	0,348

Les estimations analytiques par les formulations de Bierbaumer (1913), Terzaghi (1943) et Evans (1983) sont données en confrontation avec les résultats expérimentaux à l'état ultime de chargement de la trappe. La formulation de Bierbaumer (1913) semble à nouveau la meilleure pour estimer les valeurs des reports de charge pour les Tests 1-3 à l'état ultime. Les estimations de Terzaghi (1943) donnent des valeurs intermédiaires de report de charge entre l'état maximal et l'état ultime.

Tableau 4-4. Comparaison des résultats analytiques et expérimentaux de l'état ultime de report de charge dans le cas d'un remblai granulaire (Test 1-3)

	$p_{m p_0}$ : Etat ultime de report de charge				
Formulation/ résultats	Bierbaumer (1943) (1913)		Evans (1983)	Expérimental	
H/B = 0.25	0,963	0,726	0,791	0,978	
H/B = 0.50	0,926	0,547	0,640	0,876	
H/B = 0.75	0,890	0,427	0,527	0,801	

## 4.5.2 Champs de déplacements horizontaux et verticaux

Les Figure 4.4 et Figure 4.5 montrent les iso-valeurs de déplacements vertical et horizontal  $d_v$  et  $d_h$  du sol (Test 3) obtenus par la technique de corrélation d'images, pour un déplacement de la trappe  $\delta$  égal à (a) 0,75%, (b) 1,65%, (c) 3,55% et (d) 9,5% de B.

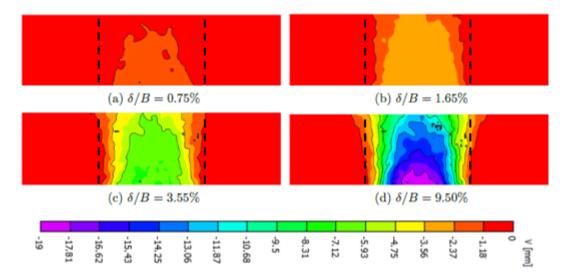


Figure 4.4. Evolution des champs de déplacement vertical en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  pour l'essai d'un sol granulaire non renforcé de H/B = 0,75, Test 3.

On distingue des courbes précédentes trois étapes principales du comportement d'un remblai granulaire de faible hauteur lors d'un effondrement (abaissement de la trappe) :

#### <u>Phase initiale (a)</u>: transfert maximal de la charge:

Pour un très faible déplacement  $\delta$  de la trappe, les particules granulaires du remblai se mettent en contact les unes avec les autres et permettent la formation de chaînes de forces orientées vers les zones stables. La zone du sol déformée est située au-dessus de la cavité et à la forme d'une parabole inversée (Figure 4.4 (a) comme proposé par d'Engesser (1882). On constate dès lors une baisse soudaine de contrainte pour un faible déplacement de la trappe (Figure 4.3). Chevalier (2008) rapporte que cette phase correspond à la phase de décompaction du remblai.

#### <u>Phase intermédiaire (b)</u> : récupération de la charge :

C'est une phase de transition entre l'état de transfert de charge maximale (correspond au chargement minimal de la trappe) et l'état du chargement final à la fin de l'essai. La zone de déplacement du sol est plus grande et atteint la surface (Figure 4.4 (c) et Figure 4.4(d)), les mécanismes de transfert de charge se modifient, l'arc parabolique limitant la zone déformée du sol n'est plus maintenu et évolue vers une forme plutôt trapézoïdale (Figure 4.4 (b)). Par conséquent, comme le montre la Figure 4.3, la variation de la contrainte p dans cette phase est presque linéaire, la pente de cette courbe représente la vitesse de réduction de transfert de charge lorsque la trappe continue de descendre. La Figure 4.3 montre que l'effet du transfert de charge augmente avec l'augmentation du rapport H/B. Cela peut être expliqué par le fait que le mécanisme de la formation d'une voûte de décharge est plus stable pour les remblais les plus profonds.

#### Phase finale (c): état ultime de chargement:

Le chargement atteint approximativement une valeur limite avec l'augmentation du déplacement  $\delta$ , la masse de sol au-dessus de la trappe se déplace vers la trappe. La zone engendrée par l'effondrement est délimitée par deux surfaces de cisaillement approximativement verticales situées aux deux bords de la trappe (Figure 4.4 (d)) tel que décrit par Terzaghi (1943) et confirmé récemment par Chevalier (2008) et Iglesia et al. (2014).

Le sol situé immédiatement au-dessus de la trappe se déplace au même rythme que le déplacement de la trappe  $\delta$ . En revanche, le rapport entre le tassement en surface du remblai et le déplacement  $\delta$  de la trappe est significativement inférieur à 1, indiquant une zone de dilatation et de foisonnement du sol au-dessus de la trappe. Le foisonnement maximal est de l'ordre de 1.031. Cette valeur est égale à l'estimation donnée par EBGEO (2011) pour un matériau à grains ronds (chapitre 2).

La Figure 4.5 montre que les déplacements horizontaux augmentent avec le déplacement de la trappe, ils sont sensiblement plus grands à la surface qu'en profondeur, et diminue avec l'épaisseur de la couche de sol. Le sol a généralement une tendance à migrer vers le centre de la trappe. Les déplacements horizontaux ne sont pas parfaitement symétriques en raison des inhomogénéités du sol dans la taille des grains et leur arrangement initial. L'étude du déplacement horizontal est un enjeu important, puisqu'il joue un rôle principal dans l'initiation des dommages dans les structures en raison des efforts de traction parfois importants qu'il engendre (Al Heib et al. 2013).

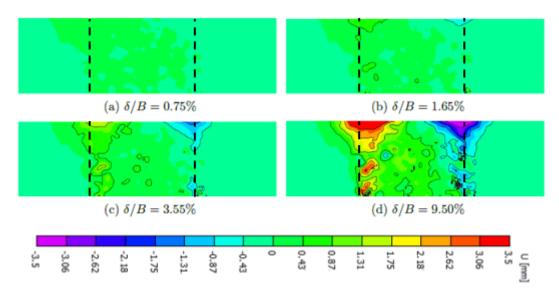


Figure 4.5. Evolution des champs de déplacement horizontal en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  pour l'essai d'un sol granulaire non renforcé de H/B = 0,75, Test 3.

## 4.5.3 Analyse des déformations volumique et de cisaillement

La Figure 4.6 montre la déformation volumique  $\varepsilon_v = (\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{xx}\varepsilon_{yy} - \varepsilon_{xy}^2)$ , obtenue dans le Test 3 pour un déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  égal à (a) 0,75%, (b) 1,65%, (c) 3,5% et (d) 9,5 %. Une déformation volumique positive représente une dilatation du sol alors qu'une valeur négative représente une contraction. On constate que la

déformation volumique est localisée au-dessus de la trappe et plus particulièrement au droit des bords de la cavité pour des déplacements de la trappe importants. Des valeurs de 15 à 30% ont été mesurées localement dans cette zone fortement cisaillée. Des valeurs négatives comprises entre 2 et 5% ont été obtenues ponctuellement dans la partie au-dessus de la trappe suite au réarrangement des grains lors de son abaissement.

La Figure 4.7 montre la déformation de cisaillement induite  $\varepsilon_{xy}$  pour les mêmes déplacements relatifs de la trappe. Une déformation de cisaillement importante se produit logiquement dans les zones affectées par la dilatation définissant clairement des plans de rupture verticaux à partir des bords de la cavité. Initialement le sol de surface est peu affecté par l'abaissement de la trappe. Avec l'augmentation du déplacement de la trappe  $\delta$ , la totalité du volume de sol au-dessus de la trappe est remaniée mais semble se déplacer comme un corps rigide. Ainsi, les surfaces de rupture semblent se propager verticalement du bas vers le haut.

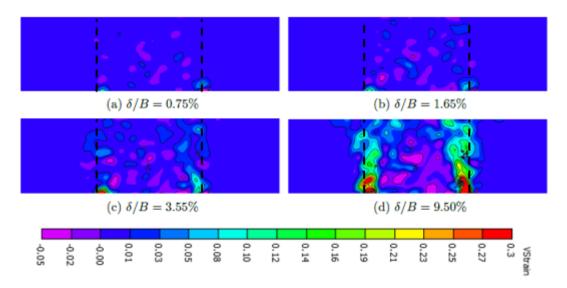


Figure 4.6. Evolution des champs de déformation volumique en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  pour l'essai d'un sol granulaire non renforcé de H/B = 0,75, Test 3.

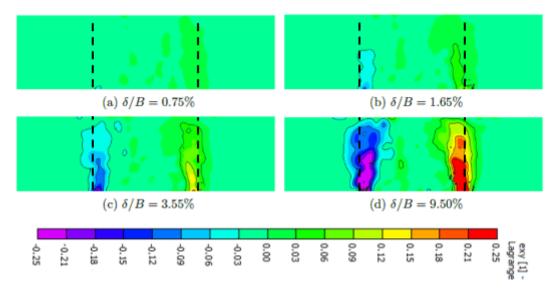


Figure 4.7. Evolution des champs de déformation de cisaillement en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  pour l'essai d'un sol granulaire non renforcé de H/B=0,75, Test 3.

# 4.6 Sol granulaire renforcé : Tests 4-6

Pour ces tests, en raison de la présence du renforcement géosynthétique (RG), aucun déplacement  $\delta$  de la trappe, ni de valeur de la charge appliquée sur la trappe p ne peuvent être mesurés. Néanmoins, l'analyse par photogrammétrie permet de déterminer la déformation du RG et d'en déduire l'intensité et la géométrie de la distribution de charge transmise par le sol au RG, qui sont des éléments clés pour dimensionner le RG.

Des tests référencés 4 à 6, similaires aux précédents (H/B égaux respectivement à 0,25, 0,5 et 0,75), ont été menés en présence du RG. Le RG a directement été placé sur la base rigide de la cuve du modèle expérimental sans ancrage particulier et donc maintenu uniquement par le poids du sol sus-jacent.

La trappe se déplace vers le bas avec une vitesse de 0,016mm/s. La trappe est abaissée graduellement provoquant ainsi le décollement progressif du RG et sa déformation. L'acquisition des données s'arrête lorsque la trappe perd tout contact avec la nappe de renforcement.

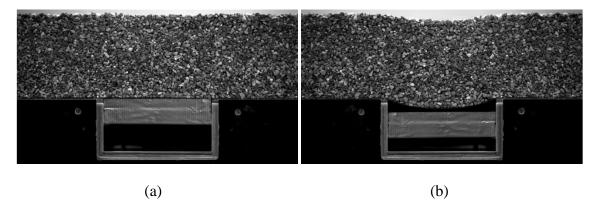


Figure 4.8. Etat initial (a) et final (b) du remblai granulaire renforcé de H/B =0,75, Test 6.

Des mesures directes de déplacements ont été effectuées à la fois sur la couche de sol granulaire et le long de la nappe de renforcement en utilisant la technique de corrélation d'images. L'influence de la présence du RG sur les champs de déplacement dans la couche de sol sus-jacente et sur les mécanismes de transfert de charge (répartition de la contrainte verticale agissant sur la nappe au-dessus de la cavité) a ainsi pu être estimée.

# 4.6.1 Déplacements horizontaux et verticaux

Pour des déplacements identiques de la trappe, les déplacements verticaux sont pour les remblais renforcés significativement plus faibles que ceux obtenus dans le cas des remblais non renforcés, non seulement en surface mais aussi à différentes profondeurs du remblai. Pour le Test 6, les déplacements verticaux et horizontaux maximaux en surface (Figure 4.9 et Figure 4.10) sont réduits de 65% et 35% par rapport au Test 3 non renforcé et ce pour un même déplacement relatif de la trappe de 9.5% (déplacement à partir duquel le RG perd tout contact avec la trappe). Cette différence de comportement s'explique par le fait que le sol situé au droit des bords de la cavité ne peut se cisailler en présence du RG, ce qui empêche logiquement le sol de s'effondrer. Le volume de sol effondré est en conséquence modifié d'où la réduction globale des déplacements horizontaux et des tassements observés.

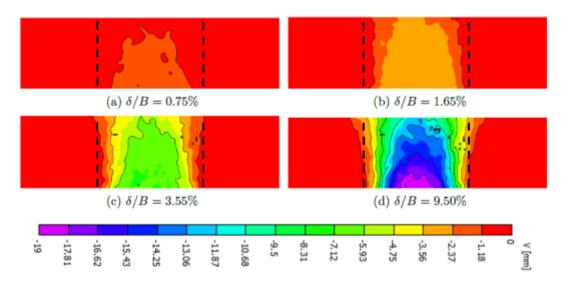


Figure 4.9. Evolution des champs de déplacement vertical en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  pour l'essai d'un sol granulaire renforcé de H/B = 0.75, Test 6.

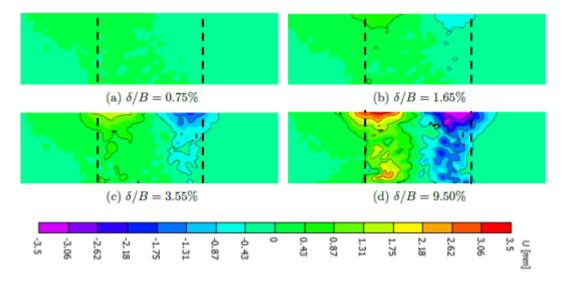


Figure 4.10. Evolution des champs de déplacement horizontal en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  pour l'essai d'un sol granulaire renforcé de H/B = 0.75, Test 6.

# 4.6.2 Analyse des déformations volumique et de cisaillement

Les déformations volumique  $\varepsilon_v$  et de cisaillement  $\varepsilon_{xy}$ , du Test 6 sont présentées sur les Figure 4.11 et Figure 4.12 pour des déplacements relatifs de la trappe similaires à ceux des Figure 4.6 et Figure 4.7 du cas non renforcé (Test 3).

Pour un faible déplacement de la trappe, des mécanismes de déformation similaires à ceux obtenus sans renforcement sont observés pour les cas renforcés. Le RG ne semble donc pas avoir d'influence majeure sur le mécanisme de report de charge impliqué au premier stade de l'essai.

La différence principale entre les tests « renforcés et non renforcés » apparaît clairement pour des grands déplacements de la trappe. Comparé à un cas non renforcé, les déformations au sein du remblai à l'état ultime ne semblent pas se propager à la surface : aucune bande de cisaillement significative ne s'étend verticalement vers la surface. Le sol en surface ou à

faible profondeur n'est pas cisaillé. La présence du RG réduit ainsi la propagation verticale des déformations notamment au droit des bords de la cavité.

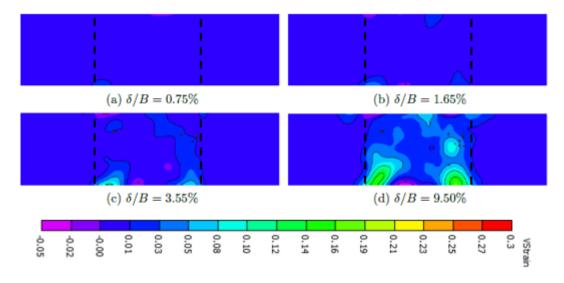


Figure 4.11. Evolution des champs de déformation volumétrique en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  pour l'essai d'un sol granulaire renforcé de H/B=0,75, Test 6.

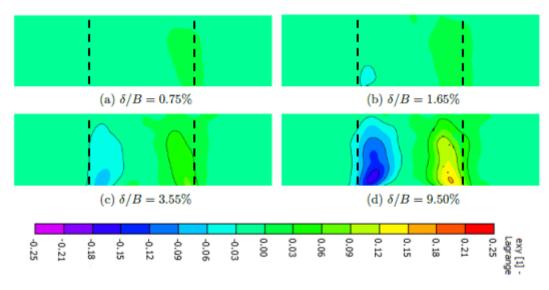


Figure 4.12. Evolution des champs de déformation de cisaillement en fonction du déplacement relatif de la trappe  $\delta/B$  pour l'essai d'un sol granulaire renforcé de H/B=0,75, Test 6.

# 4.6.3 Comportement du RG: déformation et répartition de charge

Les distributions de la déformation le long de la nappe de renforcement déterminées par l'analyse photogrammétrique pour les Tests 4, 5 et 6 sont respectivement présentées sur les Figure 4.13, Figure 4.14 et Figure 4.15. Pour les Tests 5 et 6, on constate que les déformations aux bords de la cavité sont généralement plus importantes que celles obtenues au centre, même après l'application d'une surcharge en surface (Q1 et Q2).

Par contre, la déformation du RG dans le Test 4 dont le remblai granulaire à une épaisseur plus faible que celles des remblais des Tests 5 et 6, est avant même l'application du chargement en surface approximativement constante sur toute la largeur de la cavité. Ce

phénomène s'explique par le glissement de la nappe de renforcement dans les zones d'ancrage (déformations et déplacements non nuls de part et d'autre de la cavité, cf. Figure 4.13) où la contrainte de confinement est très faible (faibles hauteurs de remblai) et ne peut pas équilibrer efficacement la sollicitation provenant de la charge transmise au RG par le sol situé au-dessus de la cavité. Dans ce cas, l'application d'une surcharge en surface de la couche granulaire implique une augmentation du glissement et donc de la flèche verticale du RG. La charge étant centrée sur la cavité induit une augmentation des contraintes verticales dans la partie centrale du RG et donc une augmentation des déformations du RG dans cette zone. La force de traction dans le RG atteint donc une valeur maximale au centre de la trappe et diminue progressivement vers les bords. Les mécanismes de transfert de charge sont donc fortement affectés par l'intensité de la surcharge en surface et par la valeur de la hauteur du remblai (peu d'influence de la surcharge pour les Tests 5 et 6).

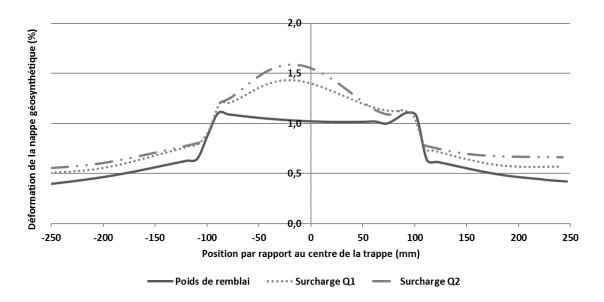


Figure 4.13. Evolution de la répartition de déformation du RG avec le chargement en surface pour le  $Test\ 4\ de\ H/B=0,25$ .

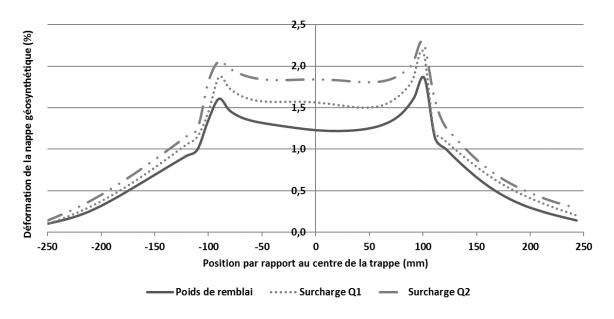


Figure 4.14. Evolution de la répartition de déformation du RG avec le chargement en surface pour le  $Test\ 5$  de H/B=0,5.

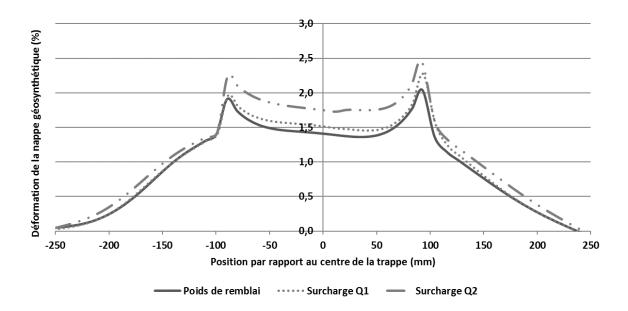


Figure 4.15. Evolution de la répartition de déformation du RG avec le chargement en surface pour le Test 6 de H/B = 0.75.

Avant chargement, les Figures 4.16 à 4.18 montrent que la répartition de la charge sur le RG au-dessus de la cavité se rapproche d'une distribution dite « parabolique inversée » ou « triangulaire inversée ». Cette répartition des contraintes plus importantes au voisinage des bords de la cavité traduit un mécanisme de report de charge vers les zones stables et justifie la répartition des déformations obtenues précédemment pour les remblais granulaires tel que H/B = 0,5 et 0,75 (à savoir des déformations plus élevées au droit des bords de la cavité). Des conclusions similaires ont été obtenues lors d'expérimentations en vraie grandeur réalisées sur des cavités circulaires et par des travaux numériques aux éléments discrets (Villard et al., 2016). Néanmoins la plupart des méthodes analytiques utilisées pour le dimensionnement des RG sur cavités (méthodes RAFAEL (Blivet et al. 2000), BS8006 (2010) et EBGEO (2011)), sont formulées avec l'hypothèse d'une distribution uniforme de la charge.

Comme on peut le constater sur la Figure 4.16, la surcharge appliquée à la surface de la couche de sol du Test 4 (H/B =0,25) perturbe fortement la forme de la distribution de la charge agissant sur le RG. Après chargement, la partie centrale de la nappe au-dessus de la cavité est la plus sollicitée. Ceci s'explique aisément par la faible épaisseur de la couche de sol qui ne permet pas une diffusion suffisante de la charge localisée appliquée au centre du dispositif d'essai.

La deuxième surcharge appliquée a en revanche très peu d'influence et semble être redirigée en totalité de part et d'autre de la cavité. Ceci peut être lié à des mécanismes d'interaction complexes liés au glissement du RG dans les zones d'ancrage, à la déformation importante de la couche granulaire et à l'inversion de la forme de la répartition de la charge agissant sur la RG suite à l'application de la première surcharge.

Après application des surcharges Q1 et Q2 à la surface du sol pour les tests 5 et 6, on constate (Figure 4.17 et Figure 4.18) que la forme de la répartition de la charge agissant sur le RG est peu affectée (légère augmentation de la contrainte au centre et aux bords de la trappe). Ceci est lié à une diffusion régulière sur le RG de la surcharge appliquée en surface qui est rendue possible par une hauteur de la couche de sol suffisante.

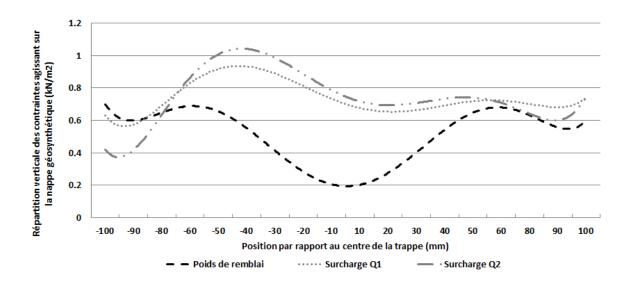


Figure 4.16. Evolution de la répartition de charge sur le RG au-dessus de la cavité avec le chargement pour le Test 4 (H/B =0,25)

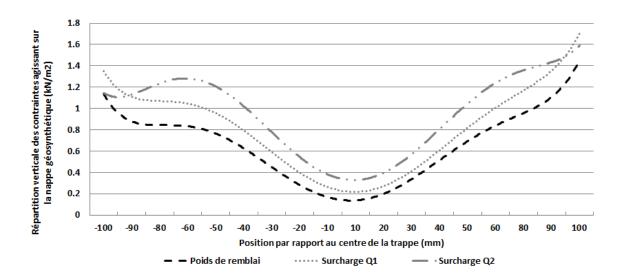


Figure 4.17. Evolution de la répartition de charge sur le RG au-dessus de la cavité avec le chargement pour le Test 5 (H/B =0,5)

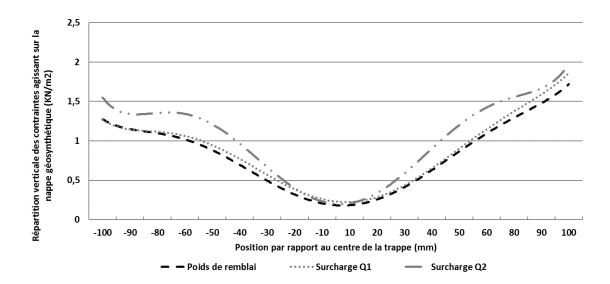


Figure 4.18. Evolution de la répartition de charge sur le RG au-dessus de la cavité avec le chargement pour le Test 6 (H/B = 0,75)

A partir des déplacements obtenus en différents points du RG par photogrammétrie, il est possible de calculer les déformations et les efforts de tension au voisinage de la cavité et d'en déduire précisément la charge Q qui s'applique sur le RG (calculée expérimentalement sur la largeur de la cuve (0,4 m) par :  $Q = 0.4 \left(T_{v,A} + T_{v,B}\right)$ ). Ainsi, nous définissons le coefficient (SRR) traduisant le taux de chargement du RG, comme le rapport entre la charge totale Q agissant sur le RG au-dessus de la trappe et la totalité des charges appliquées (poids E du sol au-dessus de la cavité et charges éventuelles de surface Q1 et Q2). Plus la valeur de SRR est faible, plus l'effet de report de charge est important. La valeur de SRR varie entre 0 et 1, une valeur de SRR égale à 1 implique un report de charge nul.

$$SRR = Q/(E + Q1 + Q2)$$
 Eq. 4-1

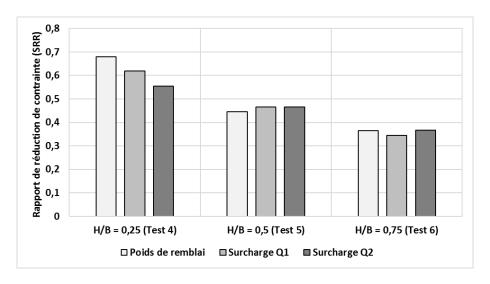


Figure 4.19. Rapport de transfert de charge en fonction du chargement en surface pour les Tests 4-6

La Figure 4.19 montre logiquement que SRR diminue avec l'augmentation de la hauteur du remblai, un effet de voûte plus important est observé pour les couches de sol les plus épaisses. Les contraintes initiales agissant sur le RG sont réduites à 70%, 45% et 35% pour les Tests non surchargés 4, 5 et 6 respectivement. Les mécanismes de reports de charge semblent être conservés pour les tests 5 et 6 après application des surcharges. Pour le test 4, la diminution de SRR avec l'augmentation de la surcharge est en lien avec les résultats de la Figure 4.16 qui font état de mécanismes complexes liés à l'inversion de la forme de la distribution de contrainte sur le RG.

Un point remarquable qu'il faut souligner, est que les valeurs de SSR pour les tests 4-6 (avec renforcement) sont approximativement égales au rapport maximal de réduction de charge p/p0 des Tests 1-3 non renforcés (Figure 4.3). Cette observation conduit à conclure que le RG à un effet bénéfique sur la conservation des mécanismes de transfert de charge et ce malgré les déplacements du RG après effondrement de la couche de sol plus importants que ceux de la trappe lors de l'obtention du rapport maximal de réduction de charge p/p0.

Les Tests 4-6 effectués sur le sol granulaire valident le processus expérimental utilisé qui permet d'obtenir une déformation réaliste et de définir une géométrie de la distribution de charge sur le RG qui semble pertinente.

## 4.6.4 Interaction Sol/RG dans les zones d'ancrage

Le suivi par photogrammétrie de la nappe de renforcement dans les zones d'ancrage permet de calculer les déformations et la tension dans le RG et d'en déduire les efforts d'interaction à l'interface. Dans les conditions d'essais réalisés, la photo numérique, centrée sur le milieu de la trappe, couvre une largeur totale du modèle physique de 500 mm, soit 150 mm dans chaque zone d'ancrage de part et d'autre de la trappe de 200 mm de large (Figure 4.8). La résistance au cisaillement  $\tau_k$  induite par frottement de part et d'autre de la nappe en tout point du RG est estimée par :

$$\tau_k = \frac{\Delta T_h}{\Delta x}$$
 Eq. 4-2

Avec  $T_h$  est la composante horizontale de la force de traction.

Les évolutions de la contrainte de cisaillement des côtés gauche et droit de la cavité étant assez similaires, seule l'évolution de cette dernière du côté gauche est analysée par la suite.

Les Figure 4.20, Figure 4.21 et Figure 4.22 montrent l'évolution du déplacement horizontal du RG et de la répartition des contraintes de cisaillement dans la zone d'ancrage pour les trois Tests 4, 5 et 6 avant et après le chargement en surface avec Q1 et Q2. Rappelons que le RG n'est pas ancré à ces extrémités et qu'il repose directement sur une plaque de bois. Les pentes des courbes de déplacements sont croissantes ce qui traduit un taux de déformation et des tensions plus importantes dans le RG lorsque l'on se rapproche des bords de la cavité. L'augmentation des tensions est liée à une mobilisation plus ou moins importante de l'interface que l'on peut constater sur les courbes présentant les contraintes de cisaillement.

La valeur de  $\tau_{max}$  (présentée comme référence sur ces figures) est calculée en supposant une mobilisation totale des interfaces inférieure  $\tau_{inf}$  (cuve/RG) et supérieure  $\tau_{sup}$  (sol/RG) sur la base du critère de rupture de Mohr-Coulomb :  $\tau_{max} = \tau_{inf} + \tau_{sup} = \gamma H$  (tan  $\delta_{sol/GR}$  + tan  $\delta_{cuve/GR}$ ).  $\delta_{sol/GR}$  et  $\delta_{cuve/GR}$  sont respectivement les angles de frottement aux interface supérieures et inférieures mesurés au Chapitre 3, trouvés égaux à 32,7° et 19,8° respectivement. La contrainte verticale est supposée constante dans les zones d'ancrage ce qui est probablement inexact compte tenu des mécanismes de transfert de charge observés au droit de la cavité. Le report de charge de part et d'autre de la cavité conduit à une augmentation de la contrainte verticale qui n'est pas prise en compte dans le calcul de  $\tau_{max}$ . On rappelle également que la mobilisation complète de l'interface n'est possible que s'il existe un déplacement relatif suffisant (> $U_0$ ) à l'interface pour mobiliser totalement le frottement (les essais effectués au Chapitre 3 fournissent pour  $U_0$  une valeur de déplacement de l'ordre de 6 mm et de 3,5 mm respectivement pour les interfaces sol/GR et cuve/GR).

Pour le Test 4, la Figure 4.20 (a) montre que le déplacement horizontal est non nul sur toute la zone d'ancrage suivie (supérieur à la valeur de  $U_0$  correspondant à l'interface cuve/GR), cette observation ayant été confirmée pendant l'essai pour toute la zone d'ancrage jusqu'à l'extrémité du RG. La contrainte verticale apportée par le sol s'étant avérée insuffisante pour opposer un effort de frottement global suffisant à l'effort de traction induit par l'abaissement de la trappe et le chargement en surface, on observe un entrainement en masse de la couche de sol avec le RG. Par conséquent, seule l'interface inférieure du RG avec la cuve a été mobilisé complétement traduisant un phénomène d'arrachement (Figure 4.20 (b)).

Pour les Tests 5 et 6, les Figure 4.21 (a) et Figure 4.22 (a) montrent que le déplacement du RG est moins important que celui obtenu dans le cas du Test 4 et qu'il reste plus faible que  $U_0$  sur une large part de l'interface. Le RG semble donc mieux ancré, grâce à une contrainte de confinement suffisante, avec un déplacement nul pour x=230 et 210 mm respectivement. Les répartitions de contraintes de cisaillement sont plus importantes que  $\tau_{inf}$ , sans qu'un arrachement soit observé. Les deux interfaces inférieure et supérieure du RG semblent donc mobilisées,  $\tau$  restant inférieure au critère de rupture  $\tau_{max}$  défini par Mohr-Coulomb.

L'évolution en palier ou pic-palier de la contrainte de cisaillement dans le cas de Tests 5 et 6 peut être expliquée par la forte dépendance de cette dernière sur la valeur du déplacement horizontal relatif U du RG, et aussi les mécanismes de report de charge dans les zones d'ancrages. Pour les zones d'ancrage situées loin des bords de la cavité, la valeur de déplacement U du RG est inférieure à  $U_0$ , la contrainte de cisaillement est donc partiellement mobilisée. Par contre, dans la partie plus proche du bord de la trappe, le RG est très sollicité, le déplacement U est donc plus important que  $U_0$ , une contrainte résiduelle est probablement observée dans cette zone.

Il est toutefois, important de noter que les mécanismes de résistance au cisaillement le long de l'interface Sol/RG sont assez complexes et dépendent à la fois des propriétés du sol et de la nappe géosynthétique.

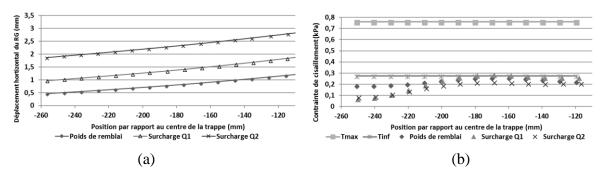


Figure 4.20. Evolution (a) du déplacement horizontal et (b) de la contrainte de cisaillement dans la zone d'ancrage du RG au cours du chargement en surface du Test 4 (H/B = 0.25).

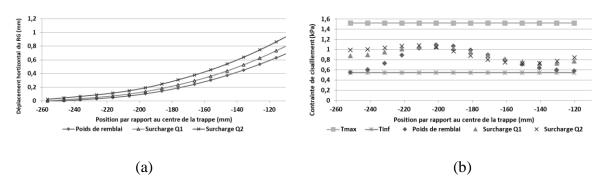


Figure 4.21. Evolution (a) du déplacement horizontal et (b) de la contrainte de cisaillement dans la zone d'ancrage du RG au cours du chargement en surface du Test 5 (H/B = 0.5).

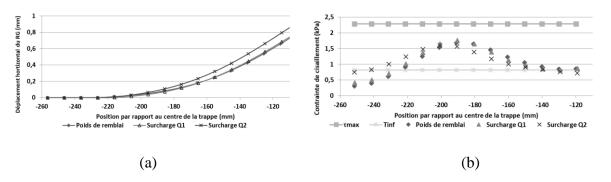


Figure 4.22. Evolution (a) du déplacement et (b) de la contrainte de cisaillement dans la zone d'ancrage au cours du chargement en surface du Test 6 (H/B = 0.75).

### 4.6.5 Comparaison des résultats expérimentaux avec les approches analytiques :

Comme évoqué précédemment (chapitre 2), il existe dans la littérature plusieurs familles de modèles analytiques pour le dimensionnement du RG dont la formulation repose sur deux hypothèses fondamentales : l'une qui permet une évaluation du report de charge et qui fournit la contrainte moyenne transmise sur le RG et l'autre relative à la géométrie suivant laquelle cette charge est distribuée au-dessus de la cavité. A partir de ces éléments, des équations d'équilibre peuvent être établies et les déformations maximales et les tensions associées calculées. Nous proposons dans ce chapitre de confronter ces deux familles d'hypothèses aux résultats expérimentaux : confrontation avec les modèles analytiques basés sur l'hypothèse de

Terzaghi qui permettent d'évaluer l'intensité du report de charge et dans un second temps les modèles analytiques qui considèrent des géométries non uniformes de la charge répartie.

Dans le cas d'une couche de sol granulaire (sans cohésion) non chargée en surface la formulation de Terzaghi (1943) s'écrit (paragraphe 2.6.2) :

$$\sigma_v = q_0 = \frac{\gamma B}{2K \tan \phi} (1 - e^{2K \tan \phi \frac{H}{B}})$$
 Eq. 4-3

Où K est le coefficient de poussée des terres, défini comme le rapport entre les contraintes horizontale et verticale  $(K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v})$ .

Plusieurs auteurs ont adopté cette formulation mais ont utilisé différentes valeurs de K, un paramètre difficile à déterminer expérimentalement de manière pertinente.

La Figure 4.23 montre une comparaison des pressions moyennes du sol agissant sur le RG calculées par la formule de Terzaghi pour les différentes expressions de K (présentées au chapitre 2) avec les résultats des Tests 4-6 (H/B varie de 0,25 à 0,75). La sensibilité de l'équation de Terzaghi (Eq. 4-3) aux différentes formulations de K est clairement illustrée. Une forte disparité entre les différentes estimations de la contrainte verticale est observée. Les pressions calculées à l'aide des valeurs de K proposées par Aubertin et al. (2003) et Chen et al. (2010) sous-estiment les résultats expérimentaux. En revanche, Handy (1985) et Marston & Anderson (1913) surestiment fortement les mesures expérimentales. La proposition de Terzaghi (1943) apparaît comme un choix sécuritaire. Huckert et al. (2014) ont proposé, suite à une étude expérimentale menée en vraie grandeur, une estimation de K à 1.3 pour un sol granulaire roulé 20/40 mm qui approche au mieux les résultats expérimentaux obtenus.

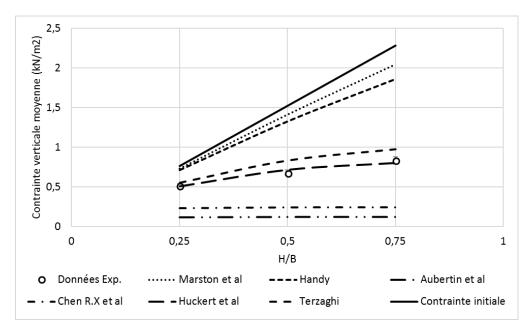


Figure 4.23. Comparaison de la contrainte verticale moyenne issue des résultats expérimentaux et celles déduites de la formulation de Terzaghi pour différentes valeurs de K.

La géométrie de la répartition de la charge sur le RG est également d'une grande importance pour le dimensionnement d'un renforcement géosynthétique. Différentes

géométries de répartition de contrainte verticale ont été analysées en termes de déformation et déflection maximale du RG. Toutes les distributions considérées ont la même intensité. Celleci a été calculée par la formule de Terzaghi (Eq. 4-3) avec K=1,3 comme proposé par Huckert et al. (2014). L'angle de frottement interne  $\phi$  du sol est supposé être l'angle de frottement au pic du matériau granulaire (angle permettant d'obtenir un report de charge maximal tel qu'obtenu expérimentalement), soit  $53,6^{\circ}$  d'après les essais du chapitre 2. Seuls les cas sans surcharge en surface sont étudiés. Les développements analytiques proposés par Huckert et al. (2016) et Villard et al. (2016) qui supposent une charge non uniforme des contraintes agissant sur le RG au-dessus de la cavité et la prise en compte du glissement et des mécanismes de frottement entre la nappe de renforcement et le sol de chaque côté de la cavité, ont été utilisés pour comparaison avec les résultats expérimentaux obtenus (paragraphes 2.6.3 et 2.6.6).

Des distributions de charge parabolique et triangulaire inversées ont été considérées pour comparaison avec les résultats expérimentaux (Figure 4.24). Les équations de base qui découlent de l'équilibre statique d'une portion de nappe pour les distributions de charge considérées sont rappelées au Tableau 4-5. L'effet d'une valeur non nulle (notée NN, non nulle) de la contrainte au centre de la trappe  $q_{min}$  de 0,22 kPa (comme le montrent les Figure 4.16 à Figure 4.18) a été étudié. La prise en compte ou non du déplacement horizontal  $U_A$  du RG aux bords de la cavité pour le calcul de la déformation et de la flèche maximale du RG a été également évaluée en se basant sur les valeurs expérimentales de  $U_A$  ( $U_A = 1,34$ ; 0,82 et 0,77 mm) pour les Tests 4-6 respectivement.

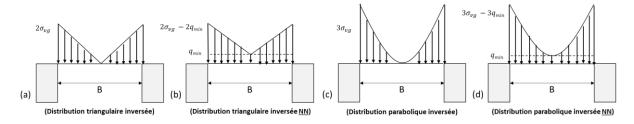


Figure 4.24. Vue en coupe au droit de la trappe des distributions de charge étudiées

Tableau 4-5. Expressions des tensions et flèches maximales du renforcement géosynthétique au droit de la cavité pour une distribution triangulaire et parabolique inversée de charge sur la nappe géosynthétique

	Distribution de charge triangulaire inversée	Distribution de charge parabolique inversée
<b>Equation de charge</b>	$q(x) = \frac{4q_0}{B} x$	$q(x) = \frac{12q_0}{B^2} x^2$
Forme défléchie	$Y(x) = \frac{2q_0}{3BT_h}(x^3 - \frac{B^3}{8})$	$Y(x) = \frac{q_0}{T_h} \left( \frac{x^4}{B^2} - \frac{B^2}{16} \right)$
Orientation du RG $(\beta = \frac{dy}{dx} en x = \frac{B}{2})$	$\beta = \frac{q_0 B}{2T_h}$	$\beta = \frac{q_0 B}{2T_h}$
Tension maximale	$T_{max} = \frac{q_0 B}{2\beta} \sqrt{1 + \beta^2}$	$T_{max} = \frac{q_0 B}{2\beta} \sqrt{1 + \beta^2}$
Flèche maximale	$f = \frac{\beta B}{6}$	$f = \frac{\beta B}{8}$

B: est le diamètre de la cavité

 $T_h$ : la composante horizontale de la force de tension du RG

Toutes les équations sont données pour des coordonnées horizontales positives, dans un repère ayant pour origine le centre de la cavité.

La comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour les Tests 4-6 en termes de déformation et de flèche maximale du RG est présentée dans le Tableau 4-6. La comparaison montre qu'une distribution parabolique ou triangulaire inversée prenant une valeur non nulle de la contrainte au centre de la cavité permet d'approcher correctement la déformation et la flèche maximales du RG. Rappelons que cette conclusion concerne exclusivement les remblais de sol granulaire (sans cohésion), en considérant une valeur adéquate de K comme proposé par Huckert et al. (2016) et en prenant en compte le déplacement du RG dans les zones d'ancrage de part et d'autre de la cavité selon les recommandations de Villard et Briançon (2008).

Tableau 4-6. Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques

Résulta expérimen	ts taux		$18.8 \pm 0.30$	$1.10 \pm 0.08$		$\frac{17.9 \pm 0.60}{0.60}$	$1.73 \pm 0.10$		18.3 ± 0.75	1.96 ± 0.11	
aux bords de	Triangulaire inversée NN		18.84	1.22		18.41	1.68		18.85	1.83	on nulle
ement de RG : $(U_{A\neq 0})$	Parabolique NN		17.89	1.15		17.26	1.56		17.56	1.69	la cavité est no
Prise en compte du déplacement de RG aux bords de la cavité $(U_{A \neq 0})$	Triangulaire inversée		16.76	1.14		16.94	1.60		17.49	1.75	au centre de
Prise en com	Parabolique	= GR25	14.46	1.02	= GR50	14.47	1.45	<b>Test 6 = GR75</b>	14.92	1.59	e la contrainte
(G aux bords	Triangulaire inversée NN	Test 4 =	14.24	1.55	Test 5 =	15.54	1.94	Test 6	16.03	2.09	harge dont la valeur de la contrainte au centre de la cavité est non nulle
olacement de F $\mathfrak{t}$ é ( $U_{A=0}$ )	Parabolique NN		13.48	1.46		14.40	1.80		14.77	1.94	n de charge d
Non prise en compte du déplacement de RG aux bords de la cavité $(U_{A=0})$	Triangulaire inversée		12.59	1.45		14.19	1.86		14.76	2.01	NN : Une distribution de cl
Non prise en	Parabolique		10.54	1.32		11.88	1.69		12.36	1.84	I. NX
			fmax (mm)	Етах (%)		fmax (mm)	Етах (%)		fmax (mm)	Етах (%)	

#### 4.7 Sol cohésif non renforcé : Tests 7-9

Peu d'expérimentations ont été réalisées dans la littérature pour simuler l'ouverture d'une cavité en-dessous d'un remblai de sol cohésif. Les mécanismes de rupture mobilisés dans le cas d'un sol cohésif sous un effondrement localisé ne sont donc pas clairement identifiés.

Les Tests 7-9 sont similaires aux Tests 1-3 excepté que, dans ce cas, un sol cohésif est utilisé à la place du gravier. Les Tests 7-9 ont été réalisés pour H/B = 0,25 ; 0,5 et 0,75, en absence du RG. Le sol a été mis directement en contact avec le fond en bois de la cuve du modèle à la trappe. La couche de sol a été compactée par couche de 5 cm. L'état de densité est vérifié à l'aide du poids de sol mis en place et en considérant la hauteur finale de la couche de sol après compactage.

Conformément au cas d'un sol granulaire, chaque test est réalisé en deux phases : l'abaissement vertical de la trappe à une vitesse de 1 mm/ min jusqu'à 50 mm de déplacement (course maximale de la trappe), puis le chargement en surface du remblai au centre de la trappe.

Comme on peut le constater sur la Figure 4.27, après l'abaissement de la trappe, les couches de sol pour les Tests 7-9 ont ponté la cavité. La couche de sol, pour les trois ratios H/B = 0,25; 0,5 et 0,75, se comporte comme une dalle rigide (au sens de la RDM). Aucune fissure n'est présente ni sur les bords ni au centre de la cavité. La corrélation des images obtenues pendant les essais, montre qu'après la perte du contact avec la trappe, la couche de sol cohésif présente une déflection maximale très faible de l'ordre de 0,35 %, 0,40% et 0,25 % de B pour les Tests 7, 8 et 9 respectivement. Dans ce cas, la couche de sol cohésif assure sa propre stabilité grâce à sa cohésion. A titre indicatif, la Figure 4.25 montre les champs de déplacement vertical de la couche de sol cohésif du Test 9 juste après l'abaissement de la trappe.

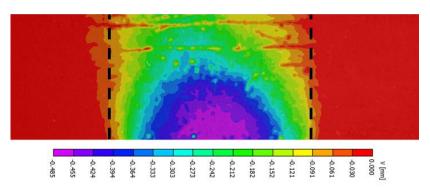


Figure 4.25. Champs de déplacement vertical de la couche de sol cohésif du Test 9 après l'abaissement de la trappe

Après l'observation du comportement en flexion de la couche de sol cohésif sous poids propre (la trappe est abaissée de 50 mm), les couches de sol ont été progressivement chargées jusqu'à rupture partielle ou totale. Comme pour le sol granulaire, les surcharges Q1 et Q2, de 22 N chacune, ont été appliquées en surface pour déstabiliser la couche de sol cohésif et provoquer son effondrement. Pour le Test 7 de H/B = 0,25, Q2 apparaît comme la charge requise pour déstabiliser la couche de sol cohésif qui s'effondre en plusieurs blocs de grandes dimensions. Pour les Tests 8 et 9 (H/B = 0,5 et 0,75 respectivement) la surcharge Q2 n'était pas suffisante pour provoquer la déstabilisation de la couche de sol. Des surcharges

supplémentaires ont été ajoutées pour atteindre des charges de Q3 = 195 N et Q4 = 295 N nécessaires pour entraîner la rupture. Les charges additionnelles consistent à des plaques en acier de 10 kg posées directement sur les deux barres (Q1 et Q2) (Figure 4.26). La géométrie d'effondrement de la couche de sol cohésif suite à la surcharge en surface est donnée sur la Figure 4.27 pour les Tests 7-9.

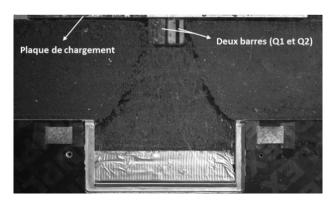
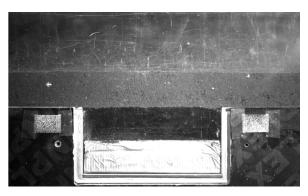
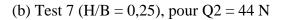


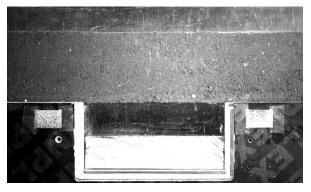
Figure 4.26. Dispositif de chargement en surface de la couche de sol cohésif au droit de la trappe

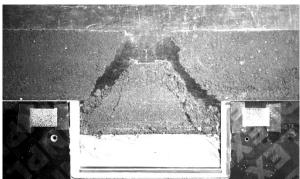




(a) Test 7 (H/B = 0.25)

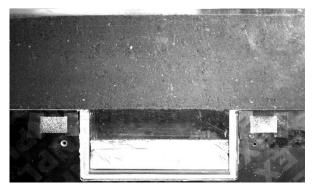


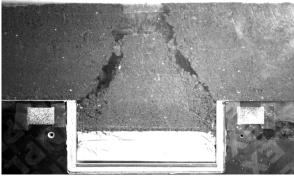




(c) Test 8 (H/B = 0.50)

(d) Test 8 (H/B = 0.50), pour Q3 = 195 N





(e) Test 9 (H/B = 0.75)

(f) Test 9 (H/B = 0.75), pour Q4 = 295 N

Figure 4.27. Comportement de la couche de sol cohésif dans les Tests 7-9 (H/B = 0,25 ; 0,5 et 0,75) : (a, c et e) couches de sol cohésif non renforcé pontant la cavité - (b, d et f) effondrement de la couche de sol cohésif non renforcé après application d'une surcharge en surface

Pour les tests 7,8 et 9, un effondrement brutal a été obtenu. La couche de sol se rompt principalement en un bloc de forme trapézoïdale, dont la base supérieure est définie par la surface de chargement (5 cm) et celle inférieure par les limites de la trappe (B = 20 cm). La rupture de la couche de sol cohésif s'est produite selon deux plans inclinés relativement symétriques par rapport à l'axe vertical OY, faisant un angle de l'ordre de 32°, 53° et 61° avec l'horizontale, pour les Tests 7, 8 et 9 respectivement.

Le caractère brutal de la rupture de la couche de sol cohésif sous chargement, ne permet pas un suivi continu des déplacements du bloc effondré par corrélation d'images.

#### 4.8 Sol cohésif renforcé : Tests 10-12

Les Tests référencés 10-12, similaires aux Tests 7-9 (H/B égaux respectivement à 0,25, 0,5 et 0,75), ont été menés cette fois-ci en présence du RG. Le RG a directement été placé sur la base rigide de la cuve du modèle expérimental sans ancrage particulier et donc maintenu uniquement par le poids du sol sus-jacent. La trappe se déplace vers le bas avec une vitesse de 0,016mm/s.

Les principaux objectifs de ces essais résident dans une meilleure compréhension du mécanisme de transfert de charge dans un remblai cohésif, la forme de la distribution de charge sur le RG après la rupture de la couche de sol et le comportement de la nappe de renforcement dans les zones d'ancrage. Les tests réalisés (Tests 10, 11 et 12) ont consisté en l'abaissement de la trappe puis au chargement de la couche de sol par des charges ponctuelles centrées sur la cavité.

Après abaissement de la trappe, un comportement identique au cas non renforcé est observé pour les trois Tests 10-12 (H/B = 0,25; 0,5 et 0,75) à savoir celui d'une dalle en flexion. La trappe abaissée graduellement provoque ainsi le décollement progressif du RG qui se déforme légèrement sous l'action de son poids propre. La flèche maximale de la nappe géosynthétique après l'abaissement de la trappe est de l'ordre de 7 mm et ce quelle que soit la hauteur de la couche de sol (Figure 4.28). Un calcul analytique selon la méthode RAFAEL, supposant une charge uniforme de 0,0275 kPa (égale au poids propre de la nappe) agissant sur

le renforcement géosynthétique au droit de la cavité (trappe) donne une flèche de 5,96 mm, soit à peu près la flèche obtenue expérimentalement (7 mm).

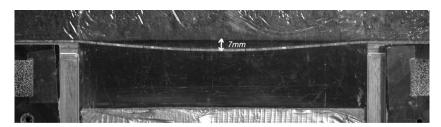


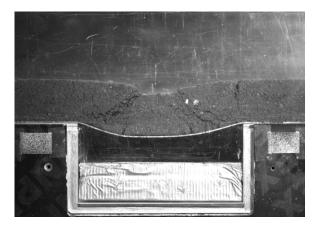
Figure 4.28. Décollement de la nappe géosynthétique sous son poids propre après abaissement de la trappe et avant les essais de chargement de surface

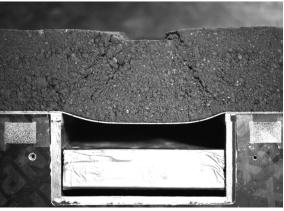
Des essais de chargement ont été à nouveau réalisés pour provoquer la rupture des couches de sol. Le chargement a été appliqué identiquement au cas non renforcé (Tests 7-9).

Les couches de sol pour les Tests 10, 11 et 12 en présence du RG se sont rompues approximativement pour les mêmes valeurs de la surcharge (Q2, Q3 et Q4) obtenues pour les Tests 7, 8 et 9 en l'absence du RG. Cette observation peut être expliquée par le fait que le RG n'était pas en contact au cours des essais de chargement (décollement de 7 mm au milieu de la trappe), et que la couche de sol se rompt sans s'être suffisamment déformée pour toucher le RG avant sa rupture. Le RG n'a donc aucun effet tant qu'il n'est pas en contact avec la couche de sol.

L'analyse de la géométrie d'effondrement pour les Tests 10-12, montre que la forme du bloc effondré est très proche de celle trouvée en absence du RG à la Figure 4.27. Une forme trapézoïdale de sol effondré vient prendre appui sur le RG, les lignes de rupture définissant la zone d'effondrement ont une inclinaison de 38°, 54° et 57° avec l'horizontale pour les Tests 10, 11 et 12 respectivement. Par contre, les fissurations de la couche de sol cohésif définissant les plans de rupture au droit de la trappe ne sont pas vraiment identiques. Elles sont moins profondes et plus limitées dans le cas avec renforcement. La Figure 4.29 montre que les lignes de rupture, particulièrement pour les Tests 11 et 12, ne sont pas totalement établies, et ne traversent pas toute la hauteur de la couche de sol. On en conclut que la rupture des couches de sol n'est pas totale comme dans le cas des Tests 7-9 réalisés sans renforcement géosynthétique. L'analyse montre donc que le mécanisme d'effondrement obtenu en présence d'un renforcement (Tests 10-12) est sensiblement différent de celui observé lors des Tests 7-9. L'ajout d'une surcharge supplémentaire pour arriver à la rupture totale des couches de sol en blocs distincts n'était pas vraiment envisageable sans générer des défauts d'ancrage ou des déformations plastiques excessives de la nappe géosynthétique.

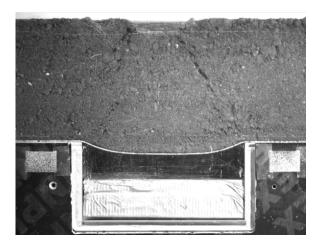
Sous l'action des blocs effondrés, la nappe de renforcement s'incurve sous une forme relativement aplanie au centre, et presque rectiligne vers les bords (Figure 4.29).





(a) Test 10 (H/B = 0.25) pour Q2 = 44 N

(b) Test 11 (H/B = 0.5) pour Q3 = 195 N



(c) Test 12 (H/B = 0.75) pour Q4 = 295 N

Figure 4.29. Fissuration de la couche de sol cohésif en présence du renforcement géosynthétique dans les Tests 10-12 après application d'une surcharge en surface (photos prises après déchargement)

En appliquant la même procédure que dans le cas d'un sol granulaire, il est possible de déterminer les déformations et les tensions dans le géosynthétique et d'en déduire l'intensité et la répartition de la charge verticale  $q_k$  agissant sur le RG le long de la cavité.

Les distributions de la déformation le long de la nappe de renforcement déterminées par l'analyse photogrammétrique pour les Tests 10, 11 et 12 après application des surcharges Q2, Q3 et Q4 respectivement sont présentées sur la Figure 4.30.

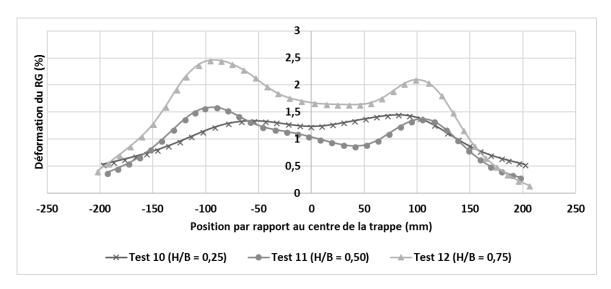


Figure 4.30. Distribution des déformations suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour les Tests 10, 11 et 12 sous les surcharges Q2, Q3 et Q4 respectivement

Pour les Tests 11 et 12, on constate que les déformations aux bords de la trappe sont plus importantes que celles obtenues au centre, où la valeur est approximativement constante, même après l'application d'une surcharge importante en surface (Q3 et Q4).

Pour le Test 10, la déformation du RG est relativement uniforme sur toute la largeur de la cavité (trappe), avec une valeur moyenne de l'ordre de 1,4 %. Ce phénomène s'explique par le glissement de la nappe de renforcement dans les zones d'ancrage (déformations et déplacements non nuls de part et d'autre de la cavité) où la contrainte de confinement est très faible (H = 5 cm) et insuffisante pour équilibrer par frottement les tensions générées dans le RG par le sol effondré au-dessus de la cavité. Le déplacement horizontal U<sub>A</sub> après l'application de la surcharge Q2 est de l'ordre de 1,25 mm de chaque côté de la trappe. Le phénomène de glissement dans le cas du Test 10, peut être aussi observé dans les zones d'ancrage où la déformation présente une valeur asymptotique le long de la zone d'ancrage qui tend vers une valeur non nulle de la déformation (0.5 %).

Les distributions de contrainte, au droit de la cavité, obtenues après l'effondrement de la couche de sol cohésif pour les Tests 10-12 et dues respectivement aux surcharges Q2 et Q3 et Q4 sont présentées dans les Figure 4.31, Figure 4.32 et Figure 4.33. En raison du mécanisme d'effondrement en bloc, la répartition de la charge sur le RG au-dessus de la trappe se rapproche, pour les Tests 10-12, d'un chargement ponctuel où la charge est concentrée principalement sur une petite zone de la nappe géosynthétique près des bords de la cavité. En revanche, la contrainte verticale est plus faible dans la partie centrale de la trappe (zone où le RG présente une forme aplanie) (Figure 4.29).

En intégrant la somme des contraintes verticales obtenues sur la Figure 4.31, on estime que la charge totale Q, transmise au RG pour les Tests 10, 11 et 12 sous Q2, Q3 et Q4 sont respectivement 47 N, 49 N et 95 N, soit 43 %, 15 % et 19 % du poids total du sol au-dessus de la trappe et de la surcharge appliquée en surface.

Ces résultats illustrent clairement les différences de comportement en termes de transfert de charge en fonction de la hauteur du remblai qui conditionne non seulement la géométrie des blocs effondrés mais également leur agencement et leur interaction. La couche de sol la plus épaisse conduit à des reports de charge plus importants.

Ce résultat peut être expliqué en partie par les observations que l'on peut faire à la Figure 4.29 où la couche d'épaisseur H/B = 0.25 (Test 10) présente des fissurations assez larges et profondes indiquant une rupture totale de la couche de sol dont le poids et la surcharge s'appuient pour une bonne partie (SRR = 43 %) sur le RG, alors que les fissures dans le cas des Tests 11-12 (H/B = 0.50), sont moins nettes et ne traversent pas totalement la hauteur de la couche de sol (Figure 4.29 (b)) ce qui amène à un effondrement partiel et à des reports de charge plus importants (SRR = 15 % et 19 %).

La faible valeur de charge transmise sur le RG au droit de la cavité peut être aussi expliquée par le mécanisme de rupture lui-même. Le fait que la couche se déstructure en blocs, que les efforts soient transmis d'un bloc à l'autre ou avec la nappe uniquement aux points de contact, ou que les blocs de sol touchent les bords de la trappe expliquent que l'on n'ait pas 100% de la charge appliquée sur la nappe et qu'il y ait un report important de charge.

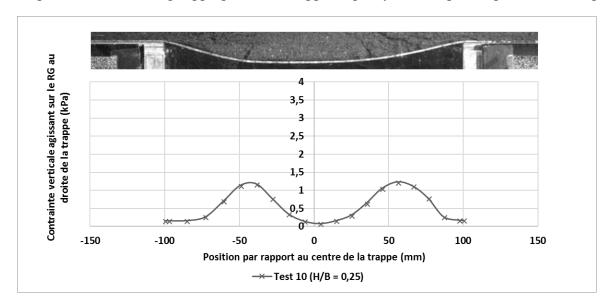


Figure 4.31. Distribution de contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour le Test 10 (H/B = 0,25) sous la surcharge Q2

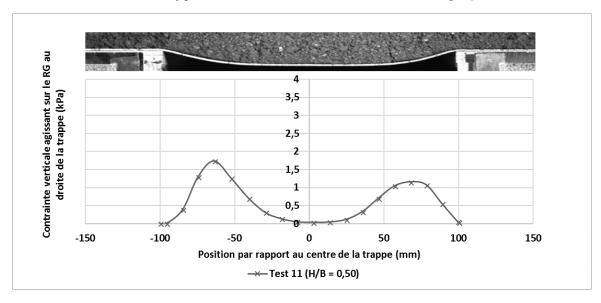


Figure 4.32. Distribution de contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour le Test 11 (H/B = 0.5) sous la surcharge Q3

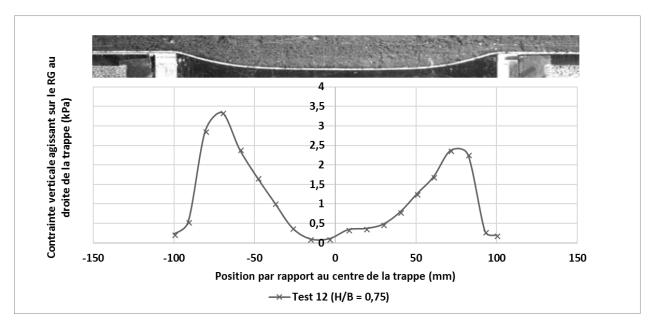


Figure 4.33. Distribution de contraintes au-dessus de la cavité suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif pour le Test 12 (H/B = 0,75) sous la surcharge Q4

Le mécanisme d'effondrement obtenu est assez proche de celui proposé par Huckert (2014) qui assimile l'action du bloc effondré sur la nappe à deux forces ponctuelles 2P fonction du poids de sol effondré sur la nappe et de la surcharge en surface (Figure 4.34). Les deux forces ponctuelles 2P sont distantes d'une longueur 2l définie en fonction de la nature et des caractéristiques du sol. Les auteurs ont proposé, pour des remblais de faible épaisseur (H/B=0,2), de corréler cette distance 2l à la variable 11 qui caractérise la largeur de la zone chargée en surface (égale à 50 mm dans notre cas), à la hauteur du remblai H et à  $\phi$  l'angle de frottement interne du sol par l'expression :  $2l = 11 + 2H \tan \phi$ .

Comme le montrent les résultats expérimentaux, cette hypothèse n'est pas réaliste pour les remblais de grande hauteur et doit être adaptée à la géométrie de la cavité, au type de renforcement, aux caractéristiques du sol de remblai (cohésion et angle de frottement) et au rapport H/B. D'où la nécessité de prendre en considération les valeurs de 2l trouvées expérimentalement, entre les deux crêtes de la distribution de contrainte, qui sont égales à 94, 132, et 143 mm pour les Tests 10-12 respectivement.

De plus, Huckert (2014) propose, pour des remblais de faible épaisseur, de prendre en considération le poids du bloc effondré sur la nappe (soit une partie du poids total du sol situé au droit de la cavité) et la totalité de la surcharge en surface pour le calcul de 2P, en négligeant les reports de charge liés au frottement entre les blocs effondrés. En pratique, cela s'avère inexact puisque, pour les expérimentations réalisées, des reports de charge de 57 %, 85 % et 81 % sont obtenus pour les Tests 10, 11 et 12 (SRR = 43 %, 15% et 19% respectivement).

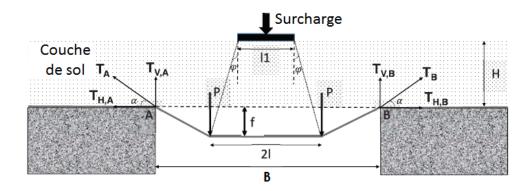


Figure 4.34. Modèle proposé par Huckert (2014) pour dimensionner le RG sous un sol cohésif

Le bloc effondré est en outre considéré comme rigide et indéformable. Pour déterminer la tension horizontale  $T_h$  au voisinage de la cavité, il suffit de résoudre l'équation suivante qui traduit le fait que la longueur déformée du RG après chargement résulte des déformations de la nappe au-dessus de la cavité et des déplacements horizontaux du RG aux droits des appuis  $(U_A)$ .

$$U_A + \left[ \sqrt{1 + (\frac{P}{T_h})^2} - 1 \right] (\frac{B}{2} - l) = \frac{T_h}{J(\varepsilon)} \left[ (1 + (\frac{P}{T_h})^2) \left( \frac{B}{2} - l \right) + l \right]$$
 Eq. 4-4

Les sollicitations de la nappe de RG au-dessus de la cavité, sont alors données par les expressions de déflection maximale, tension et déformation du RG, calculées comme suit :

$$f = \frac{P}{T_h} \left( \frac{B}{2} - l \right)$$
 Eq. 4-5

$$T_{max} = T_A = T_B = T_h \sqrt{1 + (\frac{P}{T_h})^2}$$
 Eq. 4-6

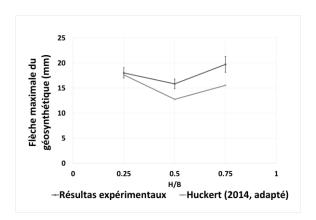
$$\varepsilon_A = {^T_A}/_{J(\varepsilon)}$$
  $\varepsilon_B = {^T_B}/_{J(\varepsilon)}$  Eq. 4-7

Afin de tenir compte des observations expérimentales pour l'évaluation des déformations et des déplacements du géosynthétique, les propriétés géométriques des blocs effondrés déduites des résultats expérimentaux (plans de rupture inclinés définis par la largeur de chargement en surface de 50 mm, et une longueur de positionnement de 94, 132, et 143 mm sur le RG) sont considérées. Des reports de charge respectivement de 57 %, 85 % et 81 % pour les Tests 10-12 ont été supposés. De même, le déplacement horizontal U<sub>A</sub> en bordure de cavité est supposé égal à sa valeur expérimentale moyenne mesurées aux deux bords A et B de la cavité (1,25; 0,86 et 1,04 mm pour les Tests 10, 11 et 12 respectivement). Les valeurs des paramètres d'entrée, déduits à partir des observations et des mesures expérimentales, nécessaires pour la résolution de l'équation Eq. 4-4 sont résumées dans le Tableau 4-7.

Tableau 4-7. Résumé des paramètres d'entrée nécessaires à la résolution de l'équation 4-4, déduits des observations et des mesures expérimentales

Paramètres	Test 10 (H/B = 0,25)	Test 11 (H/B = 0,5)	Test 12 (H/B = 0,75)
Surcharge (N)	44	195	295
l1(mm)	50	50	50
2 <i>l</i> (mm)	94	132	143
$2P = (T_{V,A} + T_{V,B})$ (N/m)	116,3	121,0	273,2
UA / UB (mm)	1,30/1,21	0,94/0,79	0,66/1,43

La comparaison des résultats analytiques obtenus avec le modèle de Huckert (2014) en prenant en compte les données expérimentales et les résultats expérimentaux pour les chargements Q2, Q3 et Q4 des Tests 10, 11 et 12 est présentée dans la Figure 4.35 et résumée dans le Tableau 4-8.



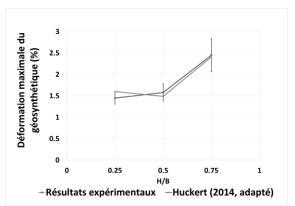


Figure 4.35. Confrontation des résultats expérimentaux et analytiques en termes de flèche et de déformation maximale du géosynthétique

Tableau 4-8. Résumé des résultats expérimentaux et analytiques des Tests 10, 11 et 12

Toota	Résultats ex	périmentaux	Résultats analytiques		
Tests	$f_{max}(mm)$	$\varepsilon_{max}$ (%)	$f_{max}$ (mm)	$\varepsilon_{max}$ (%)	
Test 10 (sous Q2)	$18,03 \pm 1,03$	$1,45 \pm 0,14$	17,64	1,60	
Test 11 (sous Q3)	$15,85 \pm 0,95$	$1,58 \pm 0,20$	12,78	1,49	
Test 12 (sous Q4)	$19,74 \pm 1,58$	$2,45 \pm 0,38$	15,55	2,41	

Comme on peut le constater et malgré sa simplicité, l'approche analytique proposée par Huckert (2014) qui consiste à assimiler l'action du sol effondré sur la nappe par deux charges ponctuelles reproduit de façon raisonnable les résultats expérimentaux. Néanmoins des formulations analytiques permettant de déterminer l'intensité et le positionnement des charges 2P restent à établir en fonction de la géométrie de la cavité, du type de renforcement, des caractéristiques du sol de remblai et du rapport H/B. Si l'on intègre au calcul les données expérimentales on constate quelques différences entre les résultats expérimentaux et analytiques qui sont liées aux hypothèses fortes faites sur la géométrie de la nappe de renforcement après déformation (segments droits alors qu'une légère courbure est parfois observée) et sur le mode d'application de la charge par le biais de deux forces localisées alors qu'en pratique une zone plus ou moins étendue semble concernée suivant le rapport H/B et l'intensité de la surcharge appliquée comparativement au poids du bloc de sol affaissé.

#### 4.9 Conclusion

Ce chapitre présente une méthodologie expérimentale, qui définit l'intensité des forces d'interaction sol/RG. L'objectif est la vérification et la validation de la géométrie de la charge agissant sur le GR dans le cas d'un remblai granulaire et cohésif, et la mise en évidence de l'évolution de l'intensité du transfert de charge due à une surcharge locale en surface.

Une série d'expérimentations utilisant le modèle à la trappe a été effectuée pendant la thèse pour étudier les mécanismes de transfert de charge et l'interaction sol/RG due à un effondrement localisé. Les champs de déplacement et de déformation au sein de la couche de sol et le long de la nappe de renforcement géosynthétique ont été déterminés par la technique de corrélation d'images, ce qui a permis la détermination des forces de traction le long du RG et la définition de l'intensité de la répartition des charges agissant sur le RG au droit de la cavité.

Dans le cas du sol granulaire, le mécanisme de report de charge, et par conséquent la réduction de charge sur la trappe ou le RG, dépend de l'épaisseur du remblai (H/B), des propriétés du sol et du taux de déformation de la couche de sol (fonction du déplacement de la trappe et de la raideur du RG). La présence du RG maintient l'action de transfert maximal de charge au sein du remblai et réduit les déformations du sol associées (la réduction de charge dans le remblai varie de 35% à 70% pour les Tests 4-6 non surchargés). La répartition de la charge agissant sur le RG est approximativement de forme parabolique inversée ou triangulaire inversée. Une surcharge importante dans le cas d'un sol renforcé peut conduire à une répartition de la charge plus importante au centre de la cavité notamment lorsque la couche de sol est de faible épaisseur. Des méthodes analytiques telles que celle proposée par Terzaghi (1943) associée à une valeur appropriée du coefficient de poussée des terres K (1,3 pour le sol granulaire considéré) permet de prédire assez bien les valeurs de charge obtenues expérimentalement. La prise en compte du déplacement horizontal et de la déformation du RG dans les zones d'ancrage dans le dimensionnement du RG est nécessaire pour améliorer la convergence entre les résultats analytiques et expérimentaux.

Dans le cas d'un sol cohésif (sablo-argileux), un mécanisme d'effondrement différent a été obtenu. Le sol cohésif peut ponter une cavité sans avoir besoin d'un renforcement uniquement grâce à sa cohésion, sans tassement important en surface. Cependant, une surcharge appliquée en surface peut conduire à une rupture de la couche de sol qui se fragmente en un ou plusieurs blocs. Il a été observé que la répartition de la charge agissant sur le RG est plutôt concentrée à proximité des bords de la cavité, donnant lieu à des contraintes faibles dans la partie centrale.

Ce mécanisme de rupture peut être approximativement représenté par deux forces ponctuelles comme proposé par Huckert et al. (2014). Un taux de concentration de contraintes de 43 %, 15 % et 19 % a été obtenu pour les Tests 10, 11 et 12 respectivement sous les surcharges Q2, Q3 et Q4. Le modèle de Huckert (2014), adapté selon les observations expérimentales en termes de longueur de positionnement et de report de charge, donne une approximation raisonnable pour dimensionner un RG dans le cas d'un sol cohésif effondré.

La procédure expérimentale proposée et utilisée pour déterminer la géométrie de la répartition de contrainte verticale agissant sur le RG au-dessus de la cavité sur la base des images numériques enregistrées s'est avérée pertinente pour les essais sur les couches de sols granulaires dont le comportement était déjà bien identifié dans la littérature. Cette procédure a été appliquée aux couches de sol cohésif et s'est montrée également assez bien adaptée pour l'estimation des efforts d'interaction entre les blocs de sol et le RG.

## Chapitre 5

# Modélisation physique 3D : Résultats et discussion

**Résumé** --- Ce chapitre présente les résultats de la modélisation physique (3D) dédiée à l'étude du comportement du RG au-dessus de la cavité. Il concerne l'analyse des déplacements et de la sollicitation du RG après ouverture de la cavité et chargements successifs en surface. Les observations détaillées sont ensuite analysées à la lumière des méthodes de calcul de la littérature dans le cas d'un sol granulaire ou cohésif. Des adaptations de ces méthodes sont également proposées pour mieux décrire les observations.

#### 5.1 Introduction

Les essais réalisés sur le modèle 2D à la trappe (Chapitre 4), supposent une cavité d'une longueur importante par rapport à sa largeur qui ne représentent pas forcement une cavité réelle notamment celle induisant un fontis en surface. Les résultats obtenus portent principalement sur la forme de la rupture d'une couche de sol, la propagation des bandes de cisaillement et la forme de répartition de charge sur l'élément de renforcement au droit de la cavité. Ce dernier néglige l'effet éventuel du frottement de la paroi transparente de la cuve, dont l'influence est discutée à l'annexe E. Ainsi il est nécessaire d'effectuer des essais sur le simulateur de mouvements de terrain 3D, dont l'objectif est de valider les conclusions des essais réalisés à la trappe (obtenues en 2D) par un cas plus représentatif principalement de la géométrie d'une cavité réelle.

Les essais réalisés sur le modèle 3D, portent sur l'utilisation de deux types de sol : les essais utilisent le sable de Fontainebleau comme modèle de sol granulaire et le mélange sable-kaolin comme sol cohésif.

# 5.2 Retour d'expérience sur les essais réalisés sur le modèle physique 3D

Des expérimentations ont été mises en œuvre pour tester ou valider le dispositif expérimental. Ces expérimentations ont permis de réaliser 6 essais sur le modèle physique 3D dont les résultats constituent un ensemble de données conséquent. L'exécution de ces essais en conditions du modèle physique 3D, les précisions de mesures et quelques dysfonctionnements de l'instrumentation mise en place ont fait qu'il n'a pas été possible d'obtenir toutes les informations souhaitées ou nécessaires à la compréhension du phénomène étudié. Ces essais ont permis par contre d'améliorer la mise en place de l'instrumentation utilisée et la fiabilité des mesures réalisées (ces éléments ont été présentés au Chapitre 3).

On note en particulier que l'utilisation des capteurs de contrainte, déposés directement sur le fond de la cuve du modèle physique, n'a pas été satisfaisante. Les mesures initiales de contrainte après remplissage et compactage ont montré un report de charge important audessus des capteurs. Cette modification de l'état des contraintes réelles est liée à l'effet d'inclusion provoqué par la mise en place d'un corps solide dans un milieu d'une

déformabilité différente. Pour minimiser l'erreur sur la mesure initiale de contrainte, une solution qui consiste à insérer les capteurs de contraintes dans des logements spécifiques réalisés dans une plaque en bois a été réalisée (Annexe C).

L'utilisation du radar (capteur de distance) s'est avérée délicate. En effet, les premières mesures avec celui-ci étaient peu fiables et difficiles à exploiter. Le renforcement géosynthétique utilisé est de couleur noire, il constituait pour le faisceau laser émis par le radar un objet de capacité absorbante importante et par conséquence une source importante de perturbation de mesures. Pour éliminer cet effet, la partie du géosynthétique faisant face aux radars a été colorée avec une bombe de peinture de couleur jaune. Les résultats de l'essai de validation des mesures des radars sont présentés au Chapitre 3 et l'annexe D.

En plus, des désagréments importants sont intervenus lors des mesures par fibres optiques effectuées lors des essais. La fibre optique ainsi que son système d'acquisition, ont posé des problèmes à la fois en service (connexion) et en phase d'acquisition (perte de points de mesure et de données). En fait, les fibres optiques se sont avérées très sensibles aux conditions d'interactions avec le fond rigide en acier du modèle physique sur lequel des boulons d'épaisseur importante sont fixés. Plusieurs ruptures de fibres ont été notées.

La perte de 50 % des points de mesure (4/8 points) rend difficile l'étude de l'évolution de la déformation du géosynthétique entre la cavité et les zones d'ancrage. Pour pallier à ces difficultés, l'ajout d'une faible couche de sable entre le fond rigide en acier du modèle physique et la nappe géosynthétique peut réduire le risque associé à la présence des boulons. De plus la protection des fibres optiques par un géotextile non tissé peut diminuer leur vulnérabilité contre un compactage violant ou un contact avec des matériaux anguleux.

Le remplacement du géosynthétique instrumenté défectueux n'a, compte tenu du temps nécessaire à sa fabrication, pas été possible pour les essais réalisés par la suite et présentés dans ce chapitre.

Enfin, même si de nombreux essais ont été réalisés sans succès total, ces derniers ont servi à améliorer la précision des mesures réalisées (radars et capteurs de contrainte) et le dispositif de la mise en place des fibres optiques dans le modèle physique 3D. Seuls les essais qui permettent une analyse complète et fiable sont présentés par la suite dans ce chapitre.

#### 5.3 Programme d'expérimentation

Le Tableau 5-1 présente l'ensemble des essais réalisés sur le modèle physique 3D dans le cadre de cette thèse. La résolution progressive des différents problèmes techniques inhérents à ce type d'expérimentation de grande taille a permis d'obtenir 3 essais fiables (SF, SK1 et SK2) dont les résultats sont analysés dans ce chapitre. Le but de ces essais est de reproduire le phénomène d'apparition d'une cavité à la base d'une couche de sol et d'en déduire la sollicitation de l'élément de renforcement ainsi que l'évolution de l'état de contraintes de part et d'autre de la cavité. Le principe de modélisation d'une cavité est très proche de celui employé dans le cas des essais à la trappe (Chapitre 4). La formation de la cavité est simulée par l'abaissement des vérins positionnés dans la cuve du modèle physique 3D. Pour les essais présentés dans ce mémoire, une cavité de section carrée de 50 cm de côté, est retenue pour les expérimentations. Pour simuler cette géométrie, 4 vérins de 25 cm x 25 cm chacun ont été déplacés sur une distance de 90 mm à une vitesse de 0,03 mm/sec. Les autres vérins (12

vérins) ne sont pas mobilisés. Un rapport hauteur de sol/largeur de la cavité (H/B=0.25) est retenu pour les essais. Le choix de ce rapport réside dans la volonté d'étudier en particulier le comportement des géosynthétiques installés à faibles profondeurs ou sous faible couverture de sol, la mise en place du RG à faible profondeur étant un critère important du point de vue opérationnel et économique.

Tableau 5-1. Programme d'essais sur le modèle physique 3D

Essai	Type de sol	Géométrie de la cavité	Renforcement géosynthétique	Hauteur de la couche de sol (H)	Rapport H/B	Commentaires			
Premiers essais réalisés avant la détection et l'amélioration des mesures									
SF0	Sable de Fontainebleau	PET 200	50 x 50 cm <sup>2</sup>	12,5 cm	0,25	Bon fonctionnement des caméras pour le suivi du mouvement de sol en surface par photogrammétrie.			
SK01	Mélange sable-kaolin	PET 200	50 x 50 cm <sup>2</sup>	12,5 cm	0,25	Mesures initiales des capteurs de contrainte plus importantes que les valeurs théoriques attendues $\gamma H$ .  Valeurs erronées de la position du			
SK02	Mélange sable-kaolin	PET 200	50 x 50 cm <sup>2</sup>	12,5 cm	0,25	géosynthétique par rapport au radar.  Plusieurs ruptures de fibres optiques ont été notées.			
	Р	remiers essais	réalisés après la dé	tection et l'am	élioration c	les mesures			
SF	Sable de Fontainebleau	PET 200	50 x 50 cm <sup>2</sup>	12,5 cm	0,25	Bon fonctionnement des caméras pour le suivi du mouvement du sol en surface par photogrammétrie.			
SK1	Mélange sable-kaolin	PET 200	50 x 50 cm²	12,5 cm	0,25	Mesures initiales des capteurs de contrainte assez proches des valeurs théoriques attendues $\gamma H$ , grâce à l'utilisation d'une plaque en bois permettant d'encastrer les capteurs.  Mesures de radars améliorées après la			
SK2	Mélange sable-kaolin	PET 200	50 x 50 cm²	12,5 cm	0,25	coloration en jaune de la partie du géosynthétique faisant face aux radars.  Le remplacement des fibres optiques défectueuses n'a pas été possible compte tenu du temps nécessaire à leur fabrication.			

#### 5.4 Cas d'un sol granulaire : sable de Fontainebleau

Nous présentons dans cette partie les résultats concernant l'essai avec le sable de Fontainebleau sur le modèle physique 3D. Même si le comportement d'un sol cohésif est l'objectif majeur de ce travail de thèse, la réalisation d'expérimentations en milieu granulaire purement frottant comme le sable de Fontainebleau, pour lequel le comportement est assez bien connu, permet de valider notre modélisation physique et d'estimer la pertinence des moyens de mesures et de la procédure d'exploitation des résultats.

Les résultats expérimentaux sont donnés en termes :

- de mouvement de sol en surface,
- de l'évolution de l'état de contrainte à la base de la couche de sol,
- de déplacement vertical du RG au droit de la cavité après l'ouverture de la cavité (abaissement des vérins),
  - de déplacement horizontal des points du RG situés initialement au bord de la cavité.

Dans ce but, les capteurs de contrainte et de distance (radars) sont placés par rapport au centre de la cavité comme illustré à la Figure 5.1.

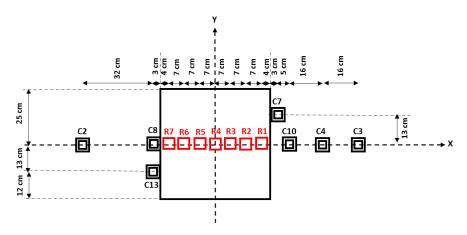


Figure 5.1. Vue en plan de la distribution des capteurs de contrainte (C1 à C13) et de distance (R1 à R7) par rapport à la cavité

#### 5.4.1 Mouvement de sol en surface

L'acquisition des images est effectuée par le logiciel VIC-SNAP, et leur traitement par corrélation d'images est réalisé par le logiciel VIC-3D. L'analyse des images prises pendant l'abaissement des vérins fournit un champ tridimensionnel de déplacements de sol en surface. Ses déplacements sont donnés selon les trois axes X, Y et Z sous forme de champs de valeurs qui couvrent le droit de la cavité et les zones environnantes.

Les Figure 5.2 et Figure 5.3 présentent les champs de déplacements verticaux (w) et horizontaux (U et V) de sol en 3D et 2D respectivement. Le logiciel VIC-3D donne une mesure continue de déplacement sur la surface du massif de sol. Il permet donc l'extraction de coupes ou de valeurs en des points particuliers, et d'en suivre leur évolution au cours de l'essai. Une coupe selon l'axe X de la cavité, permet de suivre l'évolution de l'affaissement, des déplacements verticaux et horizontaux le long de cet axe (Figure 5.4).

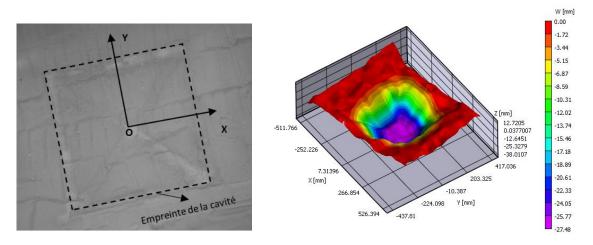


Figure 5.2. Représentation 3D du champ de déplacement vertical W (mm) sur la surface déformée de la cuvette d'affaissement

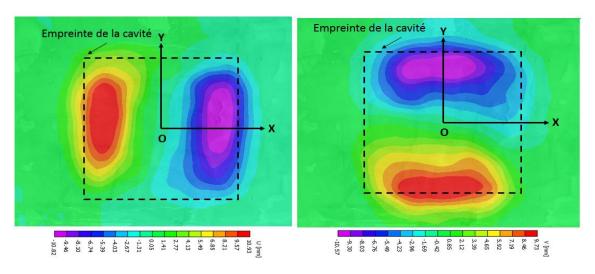


Figure 5.3. Représentation 2D des champs de déplacements horizontaux selon les axes X (gauche) et Y (droite) sur la surface déformée de la cuvette d'affaissement

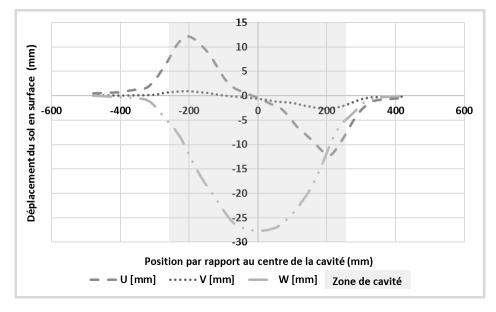


Figure 5.4. Profils des déplacements horizontaux (U et V) et verticaux (W) selon l'axe X de la cavité après l'abaissement des vérins

La cuvette d'affaissement peut être considérée comme symétrique même si l'on observe des différences de quelques millimètres dans la direction V (Figure 5.4). Le déplacement vertical est maximal au centre de la cavité, d'une valeur de 27,8 mm. Concernant les déplacements horizontaux, les valeurs de déplacements sont maximales au voisinage des bords de la cavité. La zone affectée par la descente des vérins s'étend en surface sur une zone de 56,5 cm x 58,8 cm soit une surface légèrement supérieure à celle de la cavité créée (50 cm x 50 cm). L'allure des résultats obtenus est cohérente avec l'ensemble des résultats de la littérature existant sur les mouvements de terrains générés par des creusements d'ouvrages souterrains (tunnels notamment) : cuvette de tassement de forme gaussienne, déplacements horizontaux maximum au voisinage du point d'inflexion de la courbe de tassement, traduisant un mouvement des particules de sol globalement orienté vers le centre de la cavité créée.

#### 5.4.2 La déformée du RG: mesures des radars

La déformée (déplacements verticaux) du RG est suivie par une série de radars positionnés au droit de la cavité et solidaires des vérins. Seul le radar R4 au centre de la cavité enregistre en continu la distance qui sépare le RG et les vérins. Les autres radars sont interrogés individuellement à la fin de l'essai quand les vérins ont atteint leur position finale.

Les radars sont positionnés dans l'axe de la cavité, ils sont distants de 7 cm à partir du centre de la cavité. La distribution des radars le long de la cavité fournit une information complète sur la déformée du géosynthétique dans cette zone.

La Figure 5.5 présente l'évolution, au centre de la cavité (radar R4), de la distance entre le RG et les vérins. Trois phases sont distinguées :

#### • Phase (a) : mise en tension du géosynthétique

Cette phase est définie pour un déplacement  $\delta \leq 39.8 \, mm$  des vérins. Comme les vérins s'abaissent, le RG se met en tension. Le géosynthétique se déforme progressivement sous le poids de sol sus-jacent tout en restant en contact avec les vérins en mouvement.

#### • Phase (b): décollement du RG par rapport aux vérins

Le RG se décolle par rapport aux vérins. Le poids de sol au droit de la cavité est transmis en partie de part et d'autre de la cavité par report de charge et pour l'autre partie directement sur le géosynthétique par effet membrane. Le décollement a lieu à partir de 39,8 mm de déplacement des vérins, qui continuent à descendre jusqu'à 90 mm, course maximale imposée. Lors de la phase de contact (Phase b) entre le RG et les vérins, la courbe des distances géosynthétique/vérins en fonction du temps (Figure 5.5) suit logiquement une variation linéaire, dont la pente est de 0,0304 mm/sec, soit à peu près la vitesse d'abaissement des vérins.

#### • Phase (c): déformation ultime

Les vérins atteignent leur position finale (90 mm), la distance géosynthétique/vérins reste stable au cours du temps et atteint une valeur seuil (50,2 mm). Les mesures du radar R4 après l'abaissement des vérins, ne montrent pas une évolution ultérieure de la flèche du géosynthétique qui au centre de la cavité est de 39,8 mm.

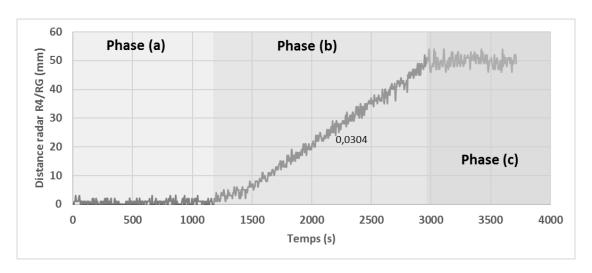


Figure 5.5. Evolution de la distance du RG au vérin au centre de la cavité (R4), pendant la phase d'abaissement des vérins

La déformée du géosynthétique au droit de la cavité a été déterminée à l'aide des mesures des radars  $R_i$  (i allant de 1 à 7) effectuées après l'abaissement des vérins dans l'axe de la cavité comme précisé Figure 5.1. Le principe de fonctionnement des radars utilisés est basé sur la mesure de la distance  $d_i$  qui les sépare de la surface du géosynthétique. Les radars étant posés directement sur les vérins, la mesure de la flèche  $f_i$  (en mm) du géosynthétique audessus du radar  $R_i$  est déduite par :  $f_i = 90 - d_i$ , où 90 est la course maximale (en mm) des vérins à la fin de l'essai. En conditions d'essais, le radar permet une mesure de flèche fiable, avec une précision de l'ordre de  $\pm$  2 mm. Les flèches du RG lors de la phase d'ouverture de la cavité sont données à la Figure 5.6 et comparées aux tassements verticaux en surface pour les points de mêmes abscisses.

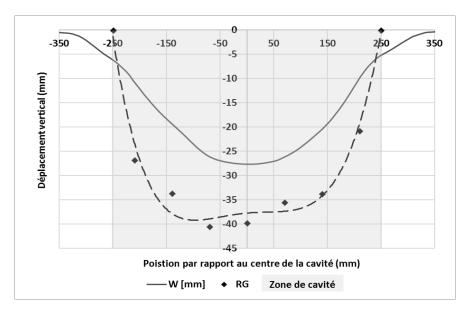


Figure 5.6. Déformée du géosynthétique au droit de la cavité après la phase d'abaissement des vérins et courbe de déplacement en surface (w)

On constate sur la Figure 5.6 qu'au centre de la cavité, le tassement de sol en surface est de 27,6 mm et qu'il atteint 39,8 mm au niveau du RG ce qui traduit un phénomène de foisonnement du sol.

La compréhension du phénomène de foisonnement, est un point clé dans le dimensionnement des géosynthétiques. L'estimation du coefficient de foisonnement revêt une importance particulière qui lie la flèche du géosynthétique et le tassement en surface, étant donné que le tassement admissible en surface est généralement le critère de dimensionnement. Le coefficient de foisonnement moyen  $C_e$ , est défini par le rapport entre le volume de sol effondré sur le RG  $V_{ef}$  et le volume initial  $V_{in}$  de sol impliqué dans l'effondrement. La difficulté de calcul de ce dernier et la forme géométrique (carrée) de la cavité rendent très difficile l'estimation du coefficient de foisonnement dans les conditions d'essai réalisé. A partir des courbes de la Figure 5.6, en supposant des formes de pyramides tronquées pour le volume de surface (soit 2930 cm³ pour une zone pyramidale de 10,5 cm et 55 cm de côtés et de 2,8 cm de hauteur), le volume engendré par la déformée du RG (soit 4242 cm³ pour une zone pyramidale de 26 cm et 50 cm de côtés et de 4 cm de hauteur), et le volume de sol initial impliqué dans l'effondrement (soit 23050 cm³ pour une zone pyramidale de 50 cm et 55 cm de côtés et de 12,5 cm de hauteur), on estime à 1,057 le coefficient de foisonnement.

#### 5.4.2.1 Evolution de l'état de contraintes verticales à l'interface sol/RG

Peu d'études expérimentales ont démontré clairement l'impact lié à l'apparition d'un vide sur les champs de contraintes dans une couche de sol (Yun-min et al. 2008) compte tenu des difficultés expérimentales que cela représente.

Les capteurs de contrainte  $C_i$  ont été mis en œuvre à la base du remblai de sol sous le RG pour mesurer les reports de charge en zones d'ancrage situées de part et d'autre de la cavité (Figure 5.1). En raison de la présence du RG, la mesure de l'évolution de l'état de contrainte sous le renforcement pendant l'ouverture de la cavité n'a pas pu être effectuée au droit de la cavité.

Une fois la couche de sable mise en place et compactée, une mesure des valeurs initiales de contrainte est effectuée. L'état initial de contrainte à la base du remblai de sable est donné dans le Tableau 5-2.

Tableau 5-2. Mesures initiales des capteurs de contrainte juste après la mise en place de la couche de sol granulaire (sable de Fontainebleau)

Capteur	C2	С3	C4	<b>C7</b>	C8	C10	C13
Contrainte (kPa)	1,77	1,60	1,84	2,69	2,14	2,39	2,60

Malgré le dispositif d'amélioration des mesures de contrainte dans la cuve du modèle 3D, par l'utilisation d'une plaque en bois, les mesures initiales de contraintes à la base de la couche de sable ne correspondent pas vraiment à  $\gamma H = 1,92 \ kPa$ , un écart maximal de l'ordre de 40% par rapport à  $\gamma H$  est mesuré.

Dans des conditions expérimentales similaires, et pour une couche de sable de 12 cm et d'un poids volumique de 15,6  $kN/m^3$ , Yun-min et al. 2008 ont trouvé que la valeur de la contrainte mesurée au-dessus du capteur peut aller jusqu'à 165% de  $\gamma H$ . Cet écart de 65% par

rapport à  $\gamma H$ , est expliquée principalement par un effet de voute qui s'est produit pendant la phase de remplissage de la cuve du modèle physique.

La Figure 5.7 présente l'évolution de la charge pour les différents capteurs de contrainte pendant l'abaissement des vérins. Sur la Figure 5.7, les mesures de contrainte sont, pour chaque capteur, normalisées par la contrainte verticale géostatique  $\gamma H$ . On rappelle que, à cause de la présence du RG, seul l'extérieur de la cavité a été instrumenté par des capteurs de contrainte. On note X la position (en cm) sur l'axe (OX) des capteurs de contrainte à partir du centre de la cavité.

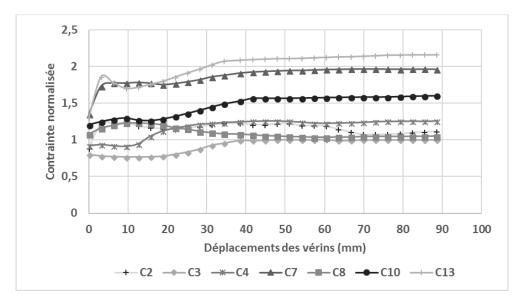


Figure 5.7. Evolution de l'état de contrainte dans les zones d'ancrage pendant l'abaissement des vérins dans le cas d'un sol granulaire non cohésif

Les différents capteurs positionnés de part et d'autre de la cavité font état d'une variation significative de l'état de contraintes au fur et à mesure de l'abaissement des vérins. L'intensité de cet accroissement est fonction de leur positionnement par rapport à la cavité et de l'amplitude du déplacement des vérins. Pour les capteurs C7 et C13, aux bords de la cavité, un déplacement vertical des vérins d'environ 3 mm était suffisant pour engendrer une augmentation significative de la contrainte dans le sol au-dessus des capteurs. En règle générale (excepté pour le capteur C8) on constate une augmentation de la contrainte jusqu'à au moins X=40 cm du bord de la cavité, soit une distance de 0,8 B du bord de la cavité. La Figure 5.7 regroupe l'ensemble des mesures des contraintes verticales sur les capteurs avant et après déplacement complet des vérins.

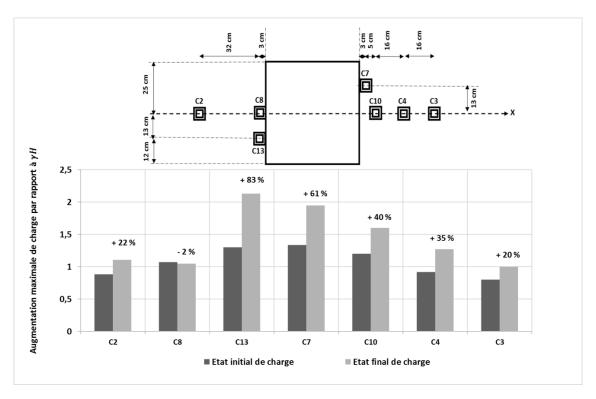


Figure 5.8. Etats initial et final de l'intensité de la charge sur les capteurs de contrainte pendant l'abaissement des vérins dans le cas du sol granulaire non cohésif (sable de Fontainebleau)

Une valeur maximale d'augmentation de la charge de l'ordre de 61% et 83% de  $\gamma H$  a été mesurée respectivement sur les capteurs C7 et C13 (Figure 5.8). Ces reports de charge semblent conservés tout au long de l'essai, même pour un déplacement plus important des vérins. Pour le capteur C8, situé au bord de la cavité comme les capteurs C7 et C13 mais dans son axe, le report de charge est très faible (diminution de 2 % de la contrainte). Ces résultats semblent indiquer que le report de charge n'est pas uniforme sur le bord de la cavité, et que sa valeur ne dépend pas que de l'éloignement selon l'axe X, mais aussi de l'écartement par rapport à l'axe Y. L'absence du report de charge sur le capteur C8 peut résulter de la superposition de deux mécanismes : l'effet de voute pour une cavité carré qui favorise le transfert du poids de sol vers les coins de la cavité et l'effet d'un déchargement localisé dans l'axe de la cavité engendré par le déplacement horizontal du sol vers la cavité. Ce dernier est plus important dans l'axe de la cavité que sur le reste des bords (la Figure 5.9 illustre par exemple le profil de déplacement horizontal en surface suivant le bord de la cavité incluant les capteurs C8 et C13 à la fin de la phase d'abaissement des vérins). Le glissement du sol dans la cavité augmente avec la descente des vérins, ce qui explique la diminution continue de la contrainte sur le capteur C8 qui est le plus affecté par ce phénomène, et où la contrainte baisse jusqu'à une valeur résiduelle constante à partir d'un déplacement de 40 mm des vérins. Ce déplacement correspond à la valeur de la flèche maximale du géosynthétique (Figure 5.6) et donc à la mobilisation complète du RG à partir de laquelle la couche de sol ne sera plus influencée par l'abaissement des vérins.

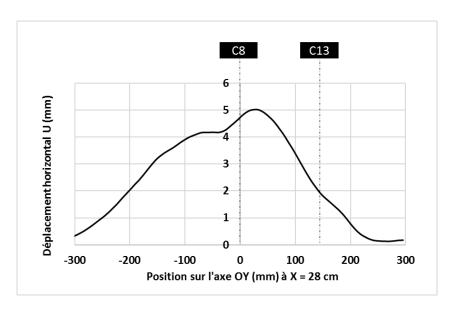


Figure 5.9. Déplacement horizontal du sol en surface selon l'axe OX, en fonction de la position Y sur les bords de la cavité

Le capteur C2, à X = 60 cm, soit à 0,7 B du bord de la cavité, mesure un report de charge maximal de 22% après 3 mm de déplacement des vérins, une valeur moins importante que celle enregistrée sur les capteurs C7 et C13 situés aux bords de la cavité.

De l'autre côté de la cavité, les capteurs C10, C4 et C3, mesurent une augmentation de 40%, 35% et 20% de charge respectivement. Comme attendu, le report de charge diminue lorsque l'on s'éloigne de la cavité.

L'ensemble des mesures réalisées constituent une information assez complète sur les mécanismes de transfert de charge engendrés par l'apparition d'une cavité dans le cas d'un remblai granulaire (non cohésif).

### 5.4.3 Analyse des transferts de charge au droit de la cavité : cas d'un sol granulaire

Une interprétation analytique des résultats expérimentaux, en termes de déformée du géosynthétique au droit de la cavité, est proposée dans ce chapitre. La comparaison porte, dans un premier temps, sur les mesures expérimentales de déplacement vertical du géosynthétique avec les déplacements obtenus par la méthode RAFAEL modifiée par Villard et Briançon (2008). Les paramètres géométriques (largeur de la cavité, hauteur de la couche de sol, etc..) et mécaniques ( $\gamma = 15.3 \ kN/m^3$ ,  $\emptyset = 35^\circ$  et  $C = 0 \ kPa$ ) utilisés dans le calcul analytique sont conformes à ceux de l'expérimentation.

Le calcul analytique a été réalisé pour une cavité carrée de 0.5 m de côté. La charge q agissant sur le RG est supposée uniforme. L'intensité de la charge q agissant sur le RG pour une cavité carrée de côté B est similaire à celle d'une cavité circulaire de diamètre D, q peut donc être calculée selon la formule de Terzaghi (Eq. 2-10), en considérant une couche de sol purement frottant (C = 0) de 12.5 cm d'épaisseur.

L'évaluation du paramètre K, coefficient de poussée des terres, est basée sur les résultats des essais de calibration réalisés à la trappe par Chevalier (2008). Pour le sable, Chevalier (2008) constate que le modèle de Terzaghi utilisé avec l'hypothèse de Marston et Anderson

K= Ka (cf. Tableau 2.5 Chapitre 2) permet d'approximer correctement les valeurs moyennes de la charge mesurées expérimentalement sur la trappe pour des couches de faible hauteur (H < 30 cm), soit Ka = 0,27 pour un angle de frottement interne du sol de 35°.

En raison d'absence de mesures expérimentales, les paramètres d'interface (frottements géosynthétique / sol et géosynthétique / plaque en bois) dans les zones d'ancrage sont estimés à 30° et 22° respectivement (estimation basée sur les valeurs des paramètres d'interfaces mesurées à la boite de cisaillement pour les matériaux de la modélisation à la trappe, Chapitre 3).

Comme décrit au Chapitre 3, le RG couvre une surface de 1,7 m x 1 m. La cavité de 0,5 m x 0,5 m étant centrée sur le RG, les longueurs de nappe situées de part et d'autre de la cavité sont respectivement de 0,6 m et 0,25 m dans les directions X et Y. Sur le pourtour, la nappe a été fixée au support par des vis et des rondelles réparties tous les 0.2 m. Des parpaings de béton ont été positionnés dans la direction X à l'extrémité de la nappe. Malgré ce dispositif, l'ancrage du RG n'est a priori pas suffisant pour empêcher le glissement, surtout selon l'axe Y où le RG est le moins ancré. Deux hypothèses sont donc par la suite proposées concernant l'ancrage du RG:

- Un ancrage parfait dans les deux directions X et Y de la cavité : le RG travaille donc dans les deux sens travers et production avec une raideur équivalente  $J = J_{sp} + J_{st}$ .
- Un ancrage insuffisant dans une de deux directions (en particulier Y): le RG travaille donc dans une seule direction comme un renforcement unidirectionnel de raideur  $J = J_{sp} = J_{st}$ .

Le renforcement utilisé n'a pas un comportement linéaire. La raideur sécante du RG varie de 220 kN/m à 100 kN/m pour une déformation comprise entre 1% et 10% respectivement (Figure 3.18, cf. courbes de traction, Chapitre 3). Or, le calcul analytique suppose un comportement linéaire du RG, il est donc nécessaire de choisir une raideur J qui corresponde à sa déformation réelle.

En première approximation et en supposant une déformée parabolique de la nappe (charge uniformément répartie et nappe fixe à ses extrémités), la déformation maximale du RG peut être estimée grâce à la flèche maximale du RG et au diamètre de la cavité par :  $\varepsilon_{max} = \frac{8}{3} \left(\frac{f_{max}}{D}\right)^2$ .

Ce calcul omet les mécanismes de report de charge observés expérimentalement. Il n'est fait qu'à titre indicatif pour obtenir un ordre de grandeur du niveau de sollicitation du RG. Après abaissement des vérins, la flèche maximale du RG est de l'ordre de 40 mm (Figure 5.6), sa déformation maximale est donc estimée à 1,7%. Au vue des courbes présentées à la Figure 3.18 (cf. courbes de traction, Chapitre 3) pour une déformation de 1,7 %, la raideur sécante *J* du RG est de l'ordre de 170 kN/m.

Comme le montrent les résultats de la Figure 5.12, la déformée expérimentale du RG est de forme aplanie, principalement dans la partie centrale située au-dessus de la cavité. Ceci s'explique par le fait que la charge agissant sur le RG au droit de la cavité n'est probablement pas uniforme. On rappelle que lors des essais à la trappe avec un sol granulaire (gravier) et

pour la même géométrie H/B = 0.25, la forme de la répartition des contraintes a pu être assimilée à une géométrie triangulaire inversée (Chapitre 4).

Sur la base des résultats obtenus (déplacement vertical du géosynthétique et reports de charge), une distribution tridimensionnelle en creux de forme pyramide inversée, extension de la forme triangulaire inversée considérée en 2D, est proposée pour approcher la géométrie des reports de charge agissant sur le RG au droit de la cavité après la création du vide. Pour simplifier l'étude du mécanisme de transferts de charge, une variation linéaire de la charge agissant sur le RG est proposée entre le centre de la cavité et ces bords. La forme proposée est présentée sur la Figure 5.10 : report maximal (Q) des charges en bordure de cavité et un déchargement du RG au centre de la cavité, où une valeur nulle de contrainte est considérée. Par ailleurs, la solution analytique fournie par la méthode de Villard et Briançon (2008) pour la déformée du RG, supposé monodirectionnel, est présentée à la Figure 5.12 (cas d'une surcharge uniforme). La comparaison de cette dernière avec les mesures des radars montre que la déformée expérimentale du RG est surestimée et qu'une répartition des contraintes uniformes n'est pas appropriée.

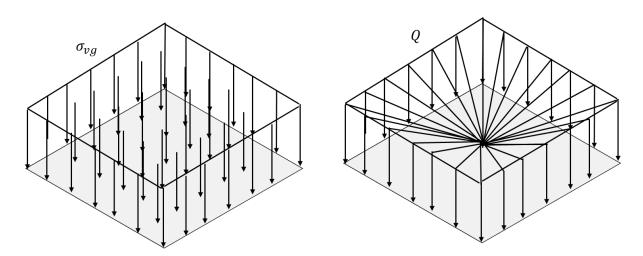


Figure 5.10. Vue en trois dimensions des distributions de contrainte : uniforme (à gauche) et de forme pyramidale inversée (à droite)

L'hypothèse de report de charge proposée par Terzaghi conduit à une valeur théorique de la charge  $\sigma_{vg}$  uniformément répartie agissant sur le RG de 1,82 kN/m². Pour une charge totale sur le RG équivalente à celle donnée par Terzaghi, la valeur maximale de la distribution de charge (Q en kN/m²) obtenue en supposant une pyramide inversée est de  $Q = \frac{3}{2} \sigma_{vg}$ .

Etant donné la complexité de la forme proposée pour la distribution de charge et des conditions d'ancrage, l'établissement des expressions des tensions, des déformations, et de la flèche maximale du RG au droit de la cavité en trois dimensions, n'est pas simple analytiquement. Un calcul 2D sur la bande centrale de la nappe la plus sollicitée en termes de déformation (ramené à une largeur unité) est donc proposé. Dans le cas d'un renforcement bidimensionnel, les fibres dans les deux directions X et Y, les plus déformées au centre de la cavité, sont supposées soumises à une charge de forme triangulaire inversée de valeur maximale  $Q = \frac{3}{2} \sigma_{vg}$ . Dans le cas d'un renforcement monodirectionnel, on fera l'hypothèse que toutes les fibres sont sollicitées identiquement dans la direction Y (renforcement monodirectionnel, pas d'influence des fibres dans la direction Y). Une charge de forme

triangulaire inversée de valeur maximale Q'=2  $\sigma_{vg}$  est donc supposée agir sur les fibres dans la direction X chargés sur toute la largueur de la cavité (Figure 5.11).

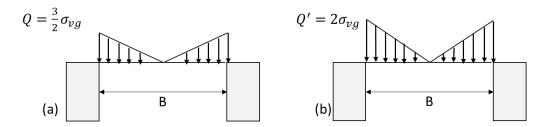


Figure 5.11. Vue en coupe selon l'axe OX de la distribution de contrainte proposée au-dessus du RG au droit de la cavité pour (a) un RG bidirectionnel et (b) un RG monodirectionnel

Dans le cas présent, les formulations analytiques d'origine proposées par Villard et Briançon (2008) sont adaptées aux distributions proposées à la Figure 5.11. L'équation principale à résoudre est obtenue en égalisant à la fois la déformation géométrique, par différence entre la longueur déformée et la longueur initiale du RG, et constitutive, par sommation des déformations définies en chaque point du RG au droit de la cavité, tenant compte du glissement ( $U_A$ ) aux bords de la cavité et de la symétrie de la répartition de charge choisie par rapport au centre de la cavité (Chapitre 2).

La comparaison des déformées expérimentale et celles issue de la nouvelle distribution de charge (en forme triangulaire inversée) pour un RG mono et bidirectionnel est donnée sur la Figure 5.12.

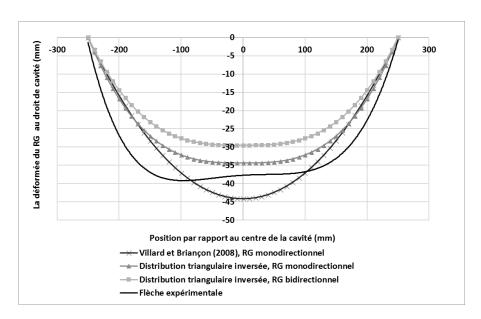


Figure 5.12. Comparaison des déformées expérimentale et analytique proposée dans le cas d'un sol granulaire après l'ouverture de la cavité

Comme attendu, en tenant compte les hypothèses de calcul (charge nulle au centre de la cavité), la distribution de charge proposée, sous forme d'un triangle inversé, approche mieux l'allure de la déformée du géosynthétique au droit de la cavité. En plus les résultats de la

Figure 5.12 confirme que l'ancrage mis en place n'était pas parfait, et que le RG travaille probablement dans une seule direction (X) comme un renforcement monodirectionnel de raideur  $J = J_{sp} = J_{st}$ .

#### 5.4.4 Essais de chargement de surface

Des essais de chargement ont pu être menés après l'abaissement des vérins. L'objectif de ces essais est d'étudier la réponse du RG à des chargements en surface et de déterminer l'effet d'un tel chargement sur les mécanismes de reports de charge au droit de la cavité et dans les zones environnantes.

Les vérins sont maintenus fixes à 90 mm. La surcharge retenue est localisée au centre de la cavité sur une surface carrée de 15 cm de côté. La procédure de chargement consiste à mettre en place un support de chargement en acier de 5 kg, sur lequel des plaques en acier ont été posées. Le chargement a été progressif en trois phases, dans la première phase une surcharge de 10 kg a été appliquée sur le support de chargement, puis des surcharges de 20 kg ont été ajoutées pour les deuxième et troisième phases de chargement. Un déchargement complet est effectuée à la fin de l'essai. Le schéma de chargement a été précisé à la Figure 3.30 (Chapitre 3).

#### • Evolution de la déformée du RG : phase de chargement

La mesure en continue de l'accroissement de déplacement vertical du RG au centre de la cavité (capteur R4) lors des essais de chargement est présentée sur la Figure 5.13. Après chaque phase de chargement en surface (le RG se rapproche des vérins) la flèche du RG augmente significativement avant de se stabiliser sous la charge appliquée. Le suivi de l'accroissement du déplacement vertical (en mm) du géosynthétique au centre de la cavité, en fonction de la surcharge p (en kg) en surface (Figure 5.13) montre logiquement une augmentation de la flèche du géosynthétique avec la surcharge appliquée en surface.

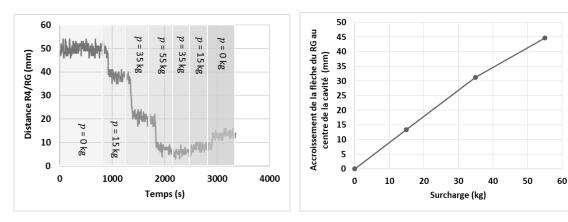


Figure 5.13. Evolution au centre de la cavité du déplacement vertical du RG pendant les essais de chargements en surface de la couche de sable de Fontainebleau

Les profils de déplacement vertical du géosynthétique complétés par les mesures des autres radars à la fin de chaque phase de chargement sont donnés sur la Figure 5.14. L'application d'une surcharge localisée au centre de la zone effondrée induit une augmentation de la flèche

du géosynthétique principalement au milieu de la cavité, la flèche du géosynthétique vers les bords de la cavité est moins affectée. La phase finale, correspondant au déchargement, s'est traduite par un soulèvement du RG (comportement élastique du RG). La flèche du RG obtenue à la fin du déchargement reste plus importante que la valeur avant chargement compte tenu, d'une part, de la présence de la couche de sol qui s'est effondré sur le RG et dont le comportement n'est pas réversible et d'autre part suite aux glissements du RG dans les zones d'ancrage qui se traduisent par des déplacements de l'ordre de 4 mm aux bords de la cavité (Figure 5.15).

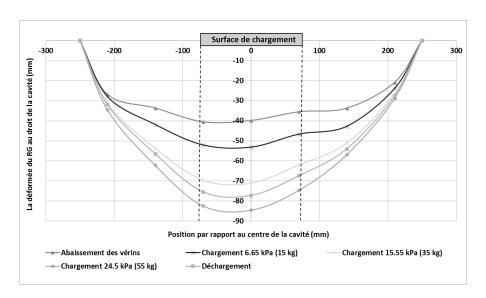


Figure 5.14. Evolution au droit de la cavité de la déformée du géosynthétique pendant les cycles de chargements et déchargement

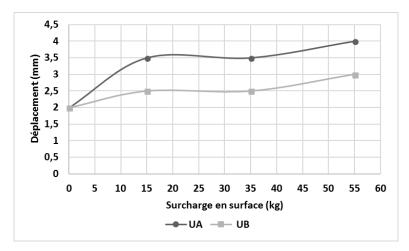


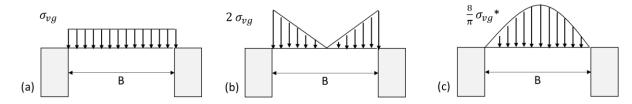
Figure 5.15. Evolution du déplacement horizontal de la nappe géosynthétique dans l'axe et en bordure de la cavité en fonction du chargement de surface

Afin d'estimer par rétro-analyse la forme de la distribution de charge sur le RG au droit de la cavité pendant le chargement, différentes géométries de distribution de contraintes, pour lesquelles on cherchera à évaluer analytiquement la flèche maximale du RG, sont comparées dans le Tableau 5-3. Des répartitions uniforme, triangulaire inversé et parabolique sont proposées pour comparaison (Figure 5.16). Le choix de ces géométries de répartition est basé sur les résultats obtenus dans le Chapitre 4 (essais de chargement du Test 4) dont la géométrie

est voisine de celle des expérimentations réalisées avec le modèle physique 3D (H/B = 0,25). Les flèches résultant du calcul analytique sont obtenues en considérant un renforcement monodirectionnel tel que  $J = J_{sp} = J_{st}$  (le plus probable compte tenu des résultats de la Figure 5.12) et des valeurs du glissement en ancrage du géosynthétique présenté à la Figure 5.15.

Les différentes distributions de charge proposées conduisent à la même charge totale équivalente à celle donnée par l'hypothèse de report de charge proposée par Terzaghi. Concernant la distribution parabolique, la valeur maximale de la distribution de charge (Q en  $kN/m^2$ ) obtenue en supposant une cavité circulaire de 0,5 m de diamètre est de  $Q = \frac{8}{\pi} \sigma_{vg}$ .

Pour prendre en considération le chargement de surface (15 ; 35 et 55 kg) dans le calcul analytique, des charges équivalentes de p (supposées uniformément répartie au-dessus de la cavité) respectivement de 0,6 ; 1,4 et 2,2 kN/m² ont été introduites dans le calcul de  $\sigma_{vg}$  dans l'équation de Terzaghi (Eq. 2-10).



(\*) En supposant une cavité circulaire de diamètre B = 0,5 m

Figure 5.16. Vue en deux dimensions des géométries de distribution de contrainte proposées (a) uniforme, (b) triangulaire inversé et (c) parabolique

Tableau 5-3. Estimation analytique de la flèche maximale du renforcement géosynthétique lors des essais de chargement en surface selon différentes géométrie de distribution de charge.

		Flèche analytique (mm)					
Surcharge p (kg)	Flèche expérimentale (mm)	Distribution uniforme	Distribution de forme triangulaire inversée	Distribution de forme parabolique			
0	39 ,8	44,2	34,4	52,9			
15	53,2	48,5	37,6	59,5			
35	71,1	53,8	39,3	66,8			
55	84,5	58,6	42,4	75,6			

Le Tableau 5-3 laisse supposer que la répartition de contrainte agissant sur le RG après un chargement localisé en surface n'est plus triangulaire inversée. Le chargement de surface peut par conséquent modifier la géométrie de la répartition de charge, initialement triangulaire inversée, vers une répartition dont la valeur maximale est localisée au centre de la cavité, cette dernière pouvant être rapprochée dans les conditions des essais réalisés par une répartition parabolique.

La Figure 5.17 résume l'évolution de la flèche maximale du renforcement géosynthétique en fonction du chargement p en surface, en comparaison avec les différentes distributions géométriques de charge proposées au droit de la cavité.

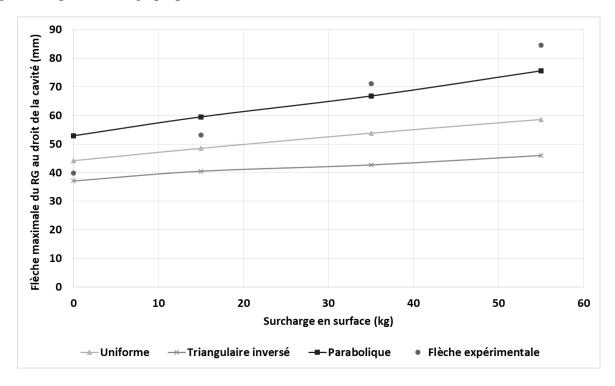


Figure 5.17. Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques de la flèche maximale du géosynthétique en fonction du chargement p en surface dans le cas du sable de Fontainebleau

#### • Evolution de l'état de contrainte : phase de chargement

Des augmentations de la contrainte verticale, après chaque phase de chargement, sont également observées sur tous les capteurs de contrainte (Figure 5.18). Les capteurs les plus influencés par le chargement localisé en surface sont ceux situés au bord de la cavité : C7, C8 et C13, où une augmentation finale, de 104 %, 114 % et 82 % est respectivement mesurée. Cette augmentation de contrainte au voisinage de la cavité témoigne d'un report de charge toujours effectif au sein de la couche granulaire. Une redistribution de contrainte, avec des faibles variations (diminutions et augmentations) a été observée sur les capteurs les plus éloignés de la cavité C2, C3 et C4. A la fin de l'essai de chargement, les contraintes finales sont assez comparables aux contraintes initiales obtenues avant l'application des surcharges au droit de la cavité.

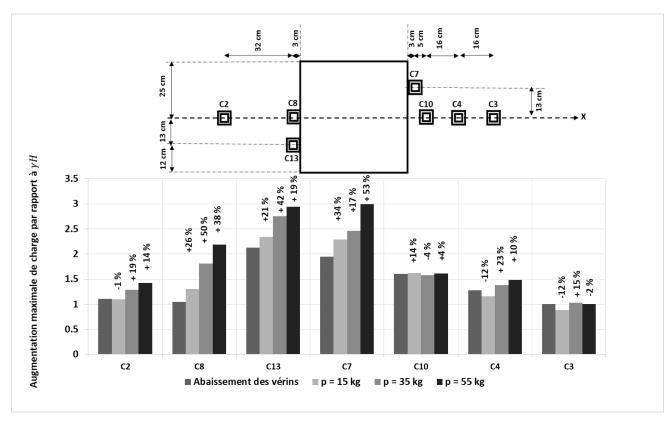


Figure 5.18. Evolution de l'état de contrainte dans les zones d'ancrage après chargement, dans le cas d'un sol granulaire

# 5.5 Cas d'un sol cohésif : mélange sable-kaolin

Un essai avec le mélange sable – kaolin, renforcé à sa base par un RG a été mis en œuvre non seulement à titre de comparaison avec les essais sur le sable de Fontainebleau mais également pour déterminer dans quelles mesures les observations faites sur un matériau cohésif dans les essais à la trappe peuvent être étendus au cas d'une cavité 3D. Le mélange sable-kaolin a été préparé et mis en place comme détaillé au Chapitre 3. L'expérimentation sur un sol cohésif a été réalisée pour améliorer les connaissances sur son comportement audessus d'une cavité, et pour appréhender la transmission de la charge du sol effondré sur le RG. Pour confirmer les tendances des résultats, l'essai avec le mélange sable-kaolin a été répété deux fois, les deux essais sont notés dans la suite SK1 et SK2.

Comme pour l'essai avec le sable de Fontainebleau, les vérins ont été abaissés de 90 mm à une vitesse de 0,03 mm/sec. Les répartitions des capteurs de contrainte et des radars sont identiques à celles de l'essai avec le sable (Figure 5.1).

## 5.5.1 Déplacement vertical de la surface

Comme on peut le constater sur la Figure 5.19, le suivi photogrammétrique du déplacement de sol en surface, n'a pas permis de relever de tassements de surface significatifs après avoir abaissé les vérins de 90 mm. Le déplacement vertical au centre de la cavité est de l'ordre de 2 mm. Les déplacements horizontaux selon les axes X et Y sont du même ordre de grandeur que la précision de la corrélation d'images soit de 0,2 mm. La couche de sol cohésif a donc ponté la zone de cavité, et se comporte comme une dalle en flexion (au sens de la

RDM). Dans ce cas, les conditions géométriques (H/D = 0,25), et les caractéristiques physiques et mécaniques ( $\gamma_d = 15.2 \ kN/m^3 \ et \ C = 35 \ kPa$ ) semblent suffisantes pour assurer la stabilité de la couche de sol.

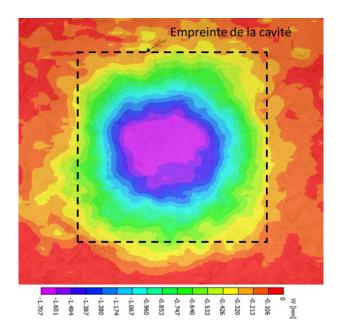


Figure 5.19. Déplacement vertical en surface de la couche de sol cohésif après l'abaissement des vérins

## 5.5.2 Mesures de déplacement du RG

Les mesures en continu fournies par le radar R4 placé au centre de la cavité montrent que le RG perd rapidement le contact avec les vérins (quelques millimètres). Après le décollement de la nappe de renforcement, les vérins continuent de descendre jusqu'à 90 mm, en s'écartant du RG qui fléchit de 5 à 6 mm au centre de la cavité (Figure 5.20).

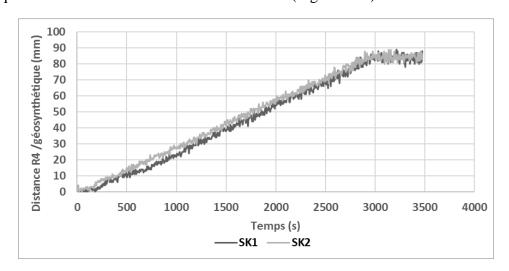


Figure 5.20. Evolution de la distance entre le radar R4 et le RG au centre de la cavité pendant l'abaissement des vérins

L'interrogation des autres radars positionnés sous le RG permet de tracer le profil complet de la déformée du géosynthétique le long de la cavité (Figure 5.21). En tenant compte de la précision des radars (de l'ordre de  $\pm$  2 mm), la déformée du géosynthétique obtenue lors de

l'essai est relativement similaire à celle trouvée lors des tests de vérification des radars réalisé sans le sol (Chapitre 3). Ceci permet de dire que la déformée du géosynthétique à ce stade est principalement due au poids propre du RG. A ce stade de l'expérimentation, on en conclut qu'aucune partie de sol ne s'est effondré sur le RG.

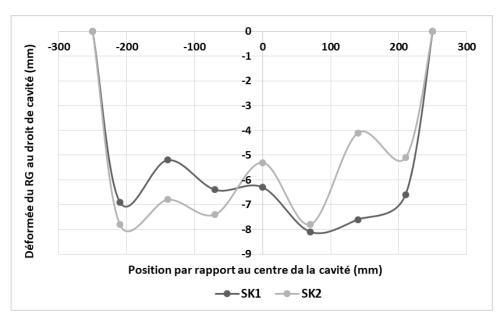


Figure 5.21. Déformée au droit de la cavité du RG après abaissement des vérins dans le cas d'un sol cohésif

#### 5.5.3 Mesures de contraintes

Les mesures enregistrées par les capteurs de contrainte dans les zones d'ancrage pendant l'abaissement des vérins sont d'une manière générale assez similaires pour les deux essais SK1 et SK2. On présentera dans ce chapitre, les valeurs moyennes des grandeurs mesurées lors de ces deux essais. Les contraintes initiales moyennes des deux tests SK1 et SK2 après la mise en place et le compactage de la couche de sol cohésif sont données dans le Tableau 5-4 :

Tableau 5-4. Moyenne des valeurs enregistrées par les capteurs de contrainte après la mise en place de la couche de sol cohésif (mélange sable-kaolin)

Capteur	C2	С3	C4	<b>C7</b>	C8	C10	C13
Contrainte (kPa)	1,86	2,35	2,48	3,34	2,07	2,11	2,95

Comme pour les essais avec le sol granulaire (sable de Fontainebleau), les valeurs initiales de la contrainte à la base de la couche de sol ne sont pas égales à  $\gamma H=2,05$  kPa. Un écart maximal de 63 % par rapport à  $\gamma H$  est trouvé avec le mélange sable-kaolin pour un écart de 40 % dans le cas du sable.

Les évolutions de contraintes, normalisées par  $\gamma H$ , dans le cas du sol cohésif sont données à la Figure 5.22.

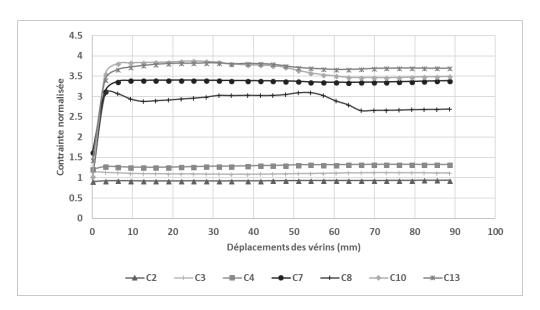


Figure 5.22. Evolution de l'état de contraintes dans les zones d'ancrage pendant l'abaissement des vérins dans le cas d'un sol cohésif (mélange sable-kaolin)

Comme dans le cas d'un sol granulaire, dès que les vérins commencent à descendre, des augmentations de contrainte sont détectées sur tous les capteurs dans les zones d'ancrage (Figure 5.23). Les capteurs les plus affectés par les augmentations de contrainte sont logiquement ceux qui sont les plus proches de la cavité. A une distance  $X=25\,\mathrm{cm}$ , une surcharge maximale de 177 %, 200 % et 240 % a été mesurée sur les capteurs C7, C8 et C13 respectivement. Le capteur C10 positionné à  $X=30\,\mathrm{cm}$ , mesure une augmentation de contrainte de 287 % de  $\gamma H$ . Les capteurs les plus éloignés de la cavité (capteurs C2, C3 et C4 à une distance  $X=57\,\mathrm{cm}$ , 62 cm et 46 cm respectivement) mesurent des augmentations de contrainte de 3 %, 7 % et 11 % respectivement.

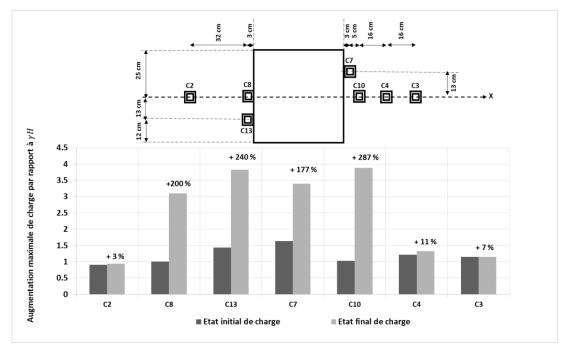


Figure 5.23. Evolution des contraintes verticales sur les capteurs pendant l'abaissement des vérins dans le cas du sol cohésif (mélange sable kaolin)

La comparaison des mesures des capteurs de contrainte entre le cas d'un sol non cohésif et cohésif est présentée sur la Figure 5.24. Les reports de charge dans le cas d'un sol cohésif s'avèrent principalement localisés au voisinage de la cavité. Les capteurs C7, C8, C10 et C13 mesurent en moyenne des augmentations de contrainte de 226 %, ce qui représente à peu près le triple de celles mesurées sur les mêmes capteurs dans le cas du sol non cohésif (surcharge maximale de 86 %).

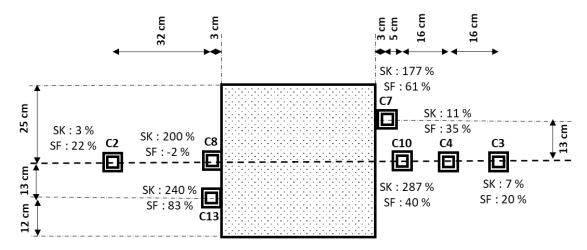


Figure 5.24. Comparaison des reports de charge dans le cas d'un sol granulaire (SF) et sol cohésif (SK)

En revanche, pour les capteurs C2, C3 et C4, les plus éloignés de la cavité, les reports de charge sont plus importants dans le cas du sol granulaire que ceux obtenus avec le sol cohésif, pour lequel des augmentations très faibles de contrainte sont enregistrées. Par conséquent, les reports de charge sont moins intenses et plus diffus dans le cas d'un sol granulaire, alors qu'ils sont, de par le comportement de type poutre de la couche de sol cohésive, plus intenses et localisés au bord de la cavité dans le cas d'un sol cohésif.

## 5.5.4 Phase de chargement de surface

Pour provoquer la rupture de la couche de sol pontant la cavité, une surcharge a été appliquée en surface au centre de la cavité. La mode de chargement est similaire à celui adopté pour le cas d'un sol granulaire (cf. Figure 3.30, Chapitre 3), c'est-à-dire l'utilisation d'une dalle de chargement de section carrée de 15 cm de côté. La procédure de chargement consiste à mettre en place la dalle de chargement en acier de 5 kg, sur laquelle des plaques en acier respectivement de 10 kg, 20 kg et 20 kg sont appliquées successivement.

#### • Description de la rupture d'une couche de sol cohésif

La rupture de la couche de sol cohésif est survenue pour une charge de 55 kg, soit une contrainte de 24,5 kPa. La rupture est brutale, elle engendre un affaissement localisé restreint à la surface de chargement. Les tassements de surface sont respectivement de 35 et 46 mm pour SK1 et SK2 (Figure 5.25).

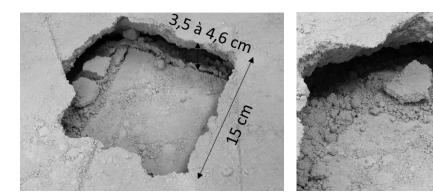
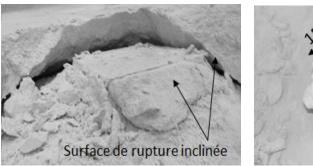


Figure 5.25. Zone d'effondrement de la couche de sol cohésif suite à un chargement de surface

Après un déblayage soigné, les observations montrent que le volume de sol effondré est approximativement une pyramide tronquée de hauteur H ayant une base égale à la dimension de la cavité (50 cm x 50 cm) et dont la partie supérieure est une surface carrée de 15 cm de côté (Figure 5.26).



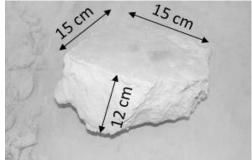


Figure 5.26. Géométrie de la zone effondrée de la couche de sol cohésif après application d'une surcharge de 55 kg en surface

#### Evolution de la déformée du RG

La rupture brutale de la couche de sol sous chargement, entraine une chute immédiate de la distance entre les vérins et le RG, la flèche du RG au centre de la cavité augmente respectivement de 6,3 et 5,3 mm (flèche sous poids propre du RG après abaissement des vérins), à 54,6 et 58,6 mm pour les deux essais SK1 et SK2 (Figure 5.27). On note que le glissement horizontal moyen aux bords de la cavité pour SK1 et SK2 est respectivement de 2 mm (des deux côtés de la cavité) et 0,75 mm (0,5 et 1 mm pour chaque côté de la cavité).

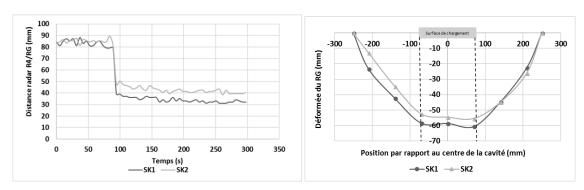


Figure 5.27. Evolution : (à gauche) de la distance radar R4/ géosynthétique, (à droite) de la déformée du géosynthétique après la rupture de la couche de sol cohésif sous chargement de surface

Après effondrement, la surcharge appliquée en surface est ôtée. Lors de cette phase de déchargement, une diminution significative de la flèche maximale du géosynthétique est observée (de 7,6 et 6,0 mm pour SK1 et SK2 respectivement). La déformée du RG sous le seul poids de la partie de sol effondré est présentée sur la Figure 5.28.

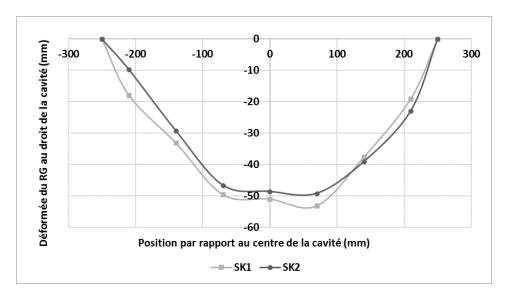


Figure 5.28. Déformée au droit de la cavité du RG après déchargement du sol cohésif

La comparaison entre les déformées du RG lors des essais avec le sable de Fontainebleau et le mélange sable-kaolin (réalisés dans les mêmes conditions géométriques et de chargement soit 55 kg), montre que les deux profils n'ont pas la même allure générale (Figure 5.27 et Figure 5.14). La déformée aplanie du géosynthétique dans le cas du sol cohésif correspond bien au développement d'une rupture par blocs qui viennent solliciter de manière ponctuelle le géosynthétique.

L'évolution de la déformée maximale au centre de la cavité du géosynthétique dans le cas d'un sol granulaire et d'un sol cohésif est comparée, pour les différentes étapes de l'expérimentation sur la Figure 5.29. Il est bon de noter que les évolutions de la déformée ne sont pas les mêmes pour les deux essais : une évolution progressive de la flèche est observée pour l'essai avec le sable alors qu'elle est brutale dans le cas du sol cohésif. De plus les déformées au centre du géosynthétique dans le cas du matériau cohésif sont toujours inférieures à celles obtenues avec le sable, même après déchargement.

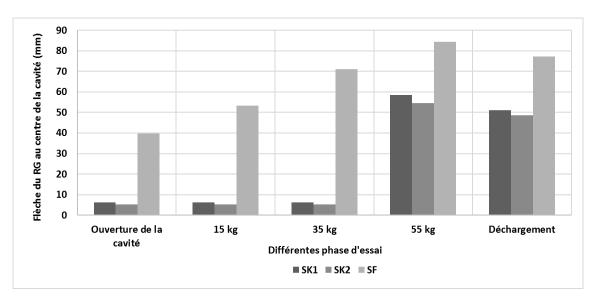


Figure 5.29. Comparaison de la flèche maximale du géosynthétique pendant les différentes phases des essais de chargement dans le cas d'un sol granulaire (SF) et cohésif (SK)

#### • Evolution de l'état de contrainte

L'évolution de l'état de contrainte dans les zones d'ancrage pendant la phase de chargement est présentée sur la Figure 5.30. Pour une surcharge inférieure à celle de la rupture (moins de 55 kg), les capteurs C2, C3 et C4, les plus éloignés de la cavité, à une distance  $X=57,\,62$  et 46 cm respectivement, n'ont pratiquement pas détecté d'augmentation de contrainte. Le chargement appliqué au centre de la cavité, se reporte principalement sur le pourtour de la cavité.

Les capteurs C7, C8, C10 et C13, les plus proches de la cavité, ont mesuré une augmentation relativement progressive et constante de la contrainte verticale, jusqu'à atteindre une valeur limite.

Le report de charge le plus important (donné par rapport à l'état initial de contrainte théorique) a été mesuré par le capteur C8, situé au milieu du bord de la cavité à une distance X= 25 cm. Une augmentation de contrainte de 720 % a été constatée. Les deux capteurs C7 et C13, symétriques par rapport au bord de la cavité, ont pratiquement mesuré le même accroissement de charge, correspondant au triple de la valeur initiale après l'abaissement des vérins, soit 331% et 301% respectivement.

Dès que l'on s'éloigne des bords de la cavité, l'accroissement de contrainte est beaucoup plus faible puisqu'il a été mesuré à 164 % sur le capteur C10 à 5 cm du bord de la cavité (X =30 cm). La surcharge appliquée au centre de la cavité, semble comme précédemment majoritairement reportée sur les quelques centimètres des bords de la cavité.

Pour une surcharge de 55 kg, la couche de sol cohésif s'effondre. La rupture de la couche de sol provoque une chute immédiate des contraintes sur les différents capteurs, en particulier ceux les plus proches de la zone d'effondrement. Les capteurs les plus influencés par la rupture du sol sont les capteurs C8 et C10 situés dans l'axe de la cavité, où la contrainte résiduelle atteint pratiquement une valeur nulle. Ces mesures sont cohérentes avec les observations de la forme de rupture présentées sur la Figure 5.26. La faible augmentation des contraintes sur les capteurs C2, C3 et C4, peut s'expliquer par une réorganisation des champs de contraintes après la rupture de sol au droit de la cavité.

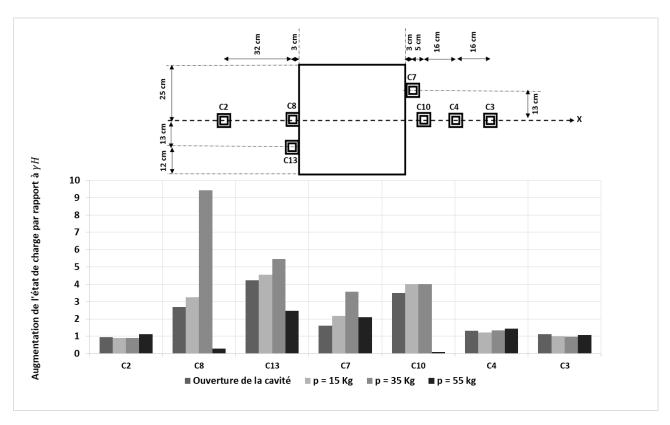


Figure 5.30. Evolution de l'état de contrainte pendant le chargement de la couche de sol cohésif

 Analyse des mécanismes de transferts de charge au droit de la cavité : cas du sol cohésif

Le mécanisme d'effondrement en blocs obtenu à la Figure 5.27 est assez proche de celui proposé par Huckert (2014) qui assimile l'action du bloc effondré sur la nappe à deux forces ponctuelles 2P, dont l'intensité est fonction du poids de sol effondré sur la nappe et de la surcharge en surface, distantes d'une certaine longueur fonction de la géométrie du problème et des caractéristiques mécaniques du sol de remblai (Chapitre 2).

En se basant sur les observations expérimentales lors de la rupture de la couche de sol cohésive, une forme de pyramide tronquée a été proposée pour décrire la géométrie du volume de sol effondré (Figure 5.31). Le bloc de sol après sa chute sur le RG se décompose principalement, en trois parties A, B et C, dont la principale (A), présentée sur la Figure 5.26, est située juste en dessous de la zone de chargement. Le poids des deux parties de sol B et C sur le RG aux bords de la cavité sont supposée négligeables par rapport à l'intensité de la sollicitation induite dans la partie centrale de la cavité par la surcharge à la rupture  $p = 55 \ kg$ .

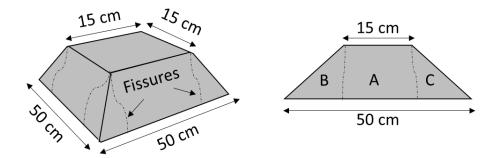


Figure 5.31. Géométrie proposée pour décrire la forme du bloc de sol cohésif effondré sur le RG

Afin de tenir compte des observations expérimentales pour l'évaluation des déformations et des déplacements du géosynthétique, on supposera que le poids du bloc A de sol effondré (4,5 kg) et la charge p de surface à la rupture (55 kg) sont transmis au RG sans aucun report de charge.

On admettra également que la charge transmise au RG est reprise en totalité par une bande de renforcement de largeur 0,15 cm (nappe ancrée dans une seule direction) soit une charge totale par mètre de large de 59,5 x 9,81/0,15= 3,9 kN/m.

Le déplacement horizontal U<sub>A</sub> en bordure de cavité est supposé égal à sa valeur expérimentale moyenne mesurée aux bords A et B de la cavité (2 et 1,5 mm respectivement). Les valeurs des paramètres d'entrée, déduits à partir des observations et des mesures expérimentales, nécessaires pour l'adaptation du modèle de Huckert (2014) sont résumées dans le Tableau 5-5. Les équations d'équilibres correspondant au modèle de Huckert (2014) sont rappelées aux Chapitres 2 et 4.

Tableau 5-5. Paramètres d'entrée nécessaires à l'application du modèle de Huckert (2014), déduits des observations et des mesures expérimentales

Paramètres	J* (kN/m)	2 <i>l</i> (m)	2P (KN/m)	UA / UB (mm)
Valeur	170	0,15	3,9	2/1,5

<sup>\*</sup> RG monodirectionnel de raideur  $J = J_{sp} = J_{st}$ 

La solution analytique de la déformée du RG est comparée à la Figure 5.32 aux résultats expérimentaux. Comme pour les expérimentations en 2D à la trappe, et malgré sa simplicité, l'approche analytique de Huckert (2014), adaptée selon les observations expérimentales en termes de longueur de diffusion et de report de charge, donne une approximation raisonnable pour dimensionner un RG dans le cas d'un sol cohésif effondré.

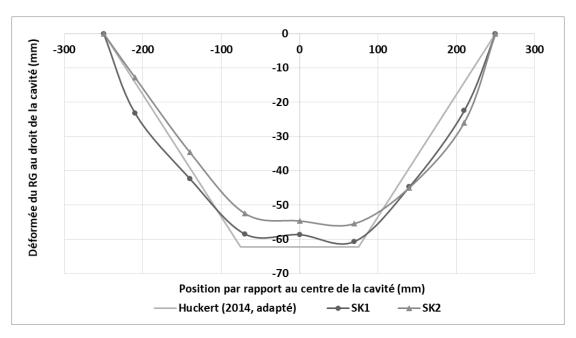


Figure 5.32. Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques du modèle de Huckert (2014) modifié, pour la déformée du RG au droit de la cavité dans le cas d'un sol cohésif

La Figure 5.33 résume l'évolution de la flèche maximale du renforcement géosynthétique au droit de la cavité en fonction du chargement en surface en comparaison avec les estimations analytiques du modèle adapté de Huckert (2014).

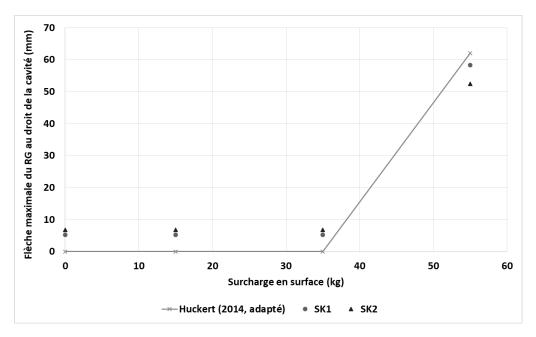


Figure 5.33. Comparaison des résultats expérimentaux et analytiques de la flèche maximale du géosynthétique en fonction du chargement p en surface dans le cas du mélange sable - kaolin

## **5.6** Conclusion:

Les résultats des expérimentations réalisées sur le simulateur en 3D des mouvements de terrain ont été présentés dans ce chapitre. Ce dispositif expérimental original sur le plan de la modélisation physique en géotechnique, permet grâce à ses dimensions de modéliser l'apparition d'une cavité dans des conditions géométriques proches de la réalité, soit 0,5 m de côté.

Sur ce modèle physique, trois essais ont été réalisés dans les mêmes conditions : le premier avec un sol purement frottant (sable de Fontainebleau), les deux autres avec un sol cohésif (mélange sable-kaolin de caractère intermédiaire en termes de cohésion et de frottement interne). Les nouveaux essais réalisés sur le modèle physique ont permis de préciser la phénoménologie du mode de rupture d'une couche de sol et son interaction avec le RG.

Les résultats obtenus dans cette étude ont montré que :

Dans le cas d'un sol granulaire

Suite à l'abaissement des vérins, une cuvette d'affaissement en surface est obtenue. La comparaison du tassement de surface avec le déplacement vertical du RG a montré un phénomène de foisonnement. Ainsi, l'allure de la déformée expérimentale du RG assez aplanie au centre de la cavité révèle une décharge du RG dans cette partie. Le déplacement vertical du renforcement au centre de la cavité est donc moins important que dans le cas d'une distribution de contrainte uniforme. En revanche, une distribution de contrainte de forme triangulaire inversée a été démontrée agissant sur le RG au droit de la cavité.

Les mesures des reports de charge dans les zones environnantes de la cavité, ont permis de détecter une augmentation de charge maximale aux bords de la cavité (de l'ordre de 83 %) qui diminue progressivement en s'éloignant de la zone d'effondrement pour mesurer 20 % à une distance de 40 cm du bord de la cavité.

Logiquement, suite aux essais de chargement progressif de surface, la flèche du RG a augmenté sensiblement. Une surcharge importante en surface au centre de la cavité, modifie la géométrie de répartition de charge pour être maximale près du centre de la cavité.

#### Dans le cas d'un sol cohésif

La présence du caractère cohésif dans le matériau de remblai change sensiblement le mode de rupture de ce dernier. Après abaissement des vérins, la couche de sol cohésif de 12,5 cm de hauteur ponte la cavité avec un tassement très peu significatif en surface  $(1,7\pm0,2\text{ mm})$ . Le RG dans ce cas se déforme sous son poids propre avec une flèche maximale de l'ordre de 7 mm. L'incrément de contrainte verticale mesuré par les capteurs de contrainte à l'extérieur de la cavité est localisé majoritairement sur les bords de la cavité avec une valeur maximale de 287 % de  $\gamma H$ . De même, les essais réalisés pendant les phases de chargement ont provoqué une variation significative de la contrainte verticale à la base de la couche de sol cohésif principalement sur les capteurs situés au bord de la cavité, où une augmentation de charge allant jusqu'à 720 % de  $\gamma H$  a été mesurée juste avant la rupture de la couche de sol.

Lorsqu'une surcharge importante est appliquée en surface, une rupture brutale se produit et les valeurs de contraintes mesurées à la base de la couche de sol dans les zones d'ancrage diminuent sensiblement. Le bloc effondré se fragmente en plusieurs parties dont celle principale est limitée géométriquement (en tête et à la base) par la surface de chargement. Le bloc effondré lors de la rupture de la couche de sol cohésif exerce une action ponctuelle sur le RG qui se déforme en une géométrie particulière aplanie. Les surcharges appliquées seraient transférées en totalité sur le RG, la comparaison de la déformée expérimentale et celle analytique proposée par le modèle de Huckert et al. (2014) adapté selon les observations expérimentales montre que, pour autant qu'on impose la géométrie du bloc effondré, ce dernier permet d'approcher de façon raisonnable les résultats expérimentaux.

Enfin, les résultats expérimentaux constituent un ensemble de données conséquent portant principalement sur les mécanismes de rupture et des reports de charge, ont pu être obtenues.

# Chapitre 6

# Expérimentation en vraie grandeur

Résumé --- Pour améliorer le dimensionnement des remblais renforcés par géosynthétique sur cavité réelle dans le cas de sol cohésif, une expérimentation en vraie grandeur sur un site de l'agglomération lilloise à Hellemmes (59) a été réalisée. Il s'agit d'une tête de catiche (cavité souterraine). A défaut d'une méthode validée et convenue, une méthode dimensionnement inspirée de la méthode RAFAEL a été utilisée pour le prédimensionnement de l'expérimentation en vraie grandeur (raideur du géosynthétique, géométrie du remblai et longueur d'ancrage). Le géosynthétique de renforcement utilisé dans cette expérimentation est instrumenté par des fibres optiques permettant de localiser l'effondrement et mesurer la déformation associée au niveau de la nappe de renforcement. L'expérimentation réalisée s'est déroulée en deux phases. La phase 1 concerne la sécurisation de la cavité souterraine par la nappe de géosynthétique, et la phase 2 porte sur le chargement statique en surface. La phase 2 n'a pas pu aboutir à l'effondrement de la cavité à cause de l'état de stabilité de la tête de catiche. En revanche, l'expérimentation a été l'occasion de valider les conditions d'installation et le bon fonctionnement du dispositif de mesure dans les conditions réelles. Ce chapitre présente donc un retour d'expérience (REX) du projet d'expérimentation réalisé; il permet de porter un regard critique sur la démarche développée, les méthodes employées et les outils de mesure utilisés.

## 6.1 Introduction

L'excavation du sous-sol a souvent accompagné l'histoire et le développement de nombreuses régions et agglomérations françaises (Figure 6.1(a)). La région lilloise compte parmi les régions de France les plus concernées par la présence de carrières souterraines abandonnées. Les cavités souterraines, et leur prise en compte au travers de l'aménagement et de l'urbanisme, constituent donc un problème préoccupant pour de nombreuses communes françaises (Bellurot et al., 2013).

Actuellement, 122 communes du département du Nord renferment dans leur sous-sol de nombreuses exploitations souterraines dont 90% de ces exploitations correspond à des carrières anthropiques, localement appelées "Catiches" et creusées pour extraire des matériaux telle que la craie. Une catiche est un terme régional du Nord de la France qui désigne un ancien type de carrière souterraine d'exploitation de craie. La ville de Lille compte dans son agglomération une forte concentration de carrières. 158 carrières de craie ont ainsi été recensées par le SEISM (Service d'Expertises et d'Ingénierie des Sols et Matériaux). Certaines surfaces sont d'ailleurs interdites de toute activité tant qu'une remédiation n'est pas réalisée.

Aujourd'hui abandonnées, ces exploitations se rappellent à notre mémoire par l'apparition d'un désordre du sol irréversible de type affaissement, effondrement ou fontis, ayant pour cause la rupture des toits des carrières souterraines engendrant des mouvements de terrain, ayant pour conséquence la formation d'un cratère en surface (Figure 6.1(b)). Ceci pose des

problèmes de sécurité pour les populations et constitue un frein important au développement des projets d'urbanisation dans ces régions.

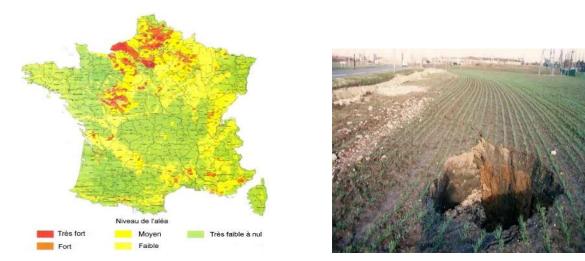


Figure 6.1. (a) Carte de l'aléa lié aux cavités souterraines en France (Source BRGM) (b) Exemple d'effondrement d'une cavité souterraine à Lille Hellemmes (Source SDICS/SEISM : Service d'inspection des cavités souterraines)

De nombreuses techniques de réduction et de suppression de l'aléa fontis sont fréquemment proposées (INERIS, 2016): comblement total ou partiel, injection, consolidation, et réalisation d'une dalle en béton, etc...

L'exécution de ces solutions se heurte à des conditions techniques et économiques (coût, surface d'intervention, volume et état des cavités). Nous avons montré dans les chapitres précédents que le renforcement d'un sol cohésif par une nappe géosynthétique, peut être décrit par les mêmes concepts que ceux développés par Huckert (2014). Reste donc à évaluer la faisabilité et l'intérêt technique et économique de la mise en œuvre d'un tel renforcement dans des conditions réelles. Un essai en vraie grandeur a ainsi été proposé sur le site d'Hellemmes au cours de l'année 2017. Le présent chapitre a pour objet de présenter les résultats de cette expérimentation.

# 6.2 Objectifs

L'expérimentation en vraie grandeur à Lille s'inscrit dans les objectifs de l'axe EREVAN et le programme du projet de recherche REGIC soutenu par l'ADEME. L'INERIS, en partenariat avec la ville de Lille, Texinov, 3SR et le CEREMA, a réalisé l'expérimentation in situ sur une tête de catiche (cavité souterraine). L'objectif initial de l'expérimentation était de déstabiliser la tête de catiche et d'éviter la formation d'un fontis grâce à la mise en place d'une nappe de géosynthétique en tant que système de protection.

Les objectifs initiaux de cette expérimentation étaient les suivants :

- Approcher autant que possible les conditions naturelles (en termes de sol et de cavité) de formation d'un fontis sous un remblai renforcé par géosynthétique.
- Valider dans les conditions réelles d'installation le fonctionnement du système de renforcement intelligent par géosynthétique, en utilisant une nappe de renforcement instrumentée par des fibres optiques et des capteurs de déformation.

• Réaliser un bilan coût-bénéfice afin de juger de l'efficacité du renforcement par nappe géosynthétique comme solution alternative permettant de réduire l'aléa associé aux cavités souterraines (Paragraphe 6.8).

L'expérimentation en vraie grandeur à Lille a été initiée en 2016, démarrée en 2017 puis poursuivie jusqu'en juillet 2018. Sa définition et mise en œuvre a nécessité des contributions de l'ensemble des partenaires (INERIS, Ville de Lille, CEREMA, Texinov, Laboratoire 3SR). Le présent chapitre se focalisera sur les 2 principales activités menées : prédimensionnement de la nappe et suivi de l'ensemble de la mise en place et des essais de chargement.

Ce travail s'est échelonné sur les premiers six mois de l'année 2017 en plusieurs phases décrites ci-après.

# 6.3 Description du site expérimental et de la catiche instrumentée

Un terrain retenu pour l'expérimentation est situé à Hellemmes (59), commune de l'agglomération lilloise connue pour la présence de nombreuses catiches. Le site répondant aux objectifs fixés pour l'expérimentation, une convention a été signée à la fin de l'année 2016, pour définir les conditions de réalisation de cette expérimentation.

Les catiches peuvent correspondre soit à une excavation isolée, soit à une exploitation constituée de puits adjacents, disposés en lignes plus ou moins régulières (Figure 6.2). Les catiches sont de petit diamètre en surface (2 à 3 m) avant de s'élargir progressivement à la traversée de l'horizon exploitable. A la base, des chambres et des galeries généralement de faible hauteur (2 à 4 m) peuvent relier les catiches entre elles. Après l'exploitation, les catiches sont généralement obturées, soit par des voûtes constituées d'un appareillage de pierres taillées ou bouchon, soit par des voûtes de planches métalliques fichées dans les terrains meubles de couverture. Ces bouchons sont souvent recouverts de remblais déversés depuis la surface.

Les catiches, de par leurs formes et leurs conceptions, sont souvent moins affectées par la fissuration mécanique que leurs systèmes de couvertures. C'est pourquoi le risque principal est de voir s'effondrer les moellons en craie disposés en tête (Leonard, 2005).

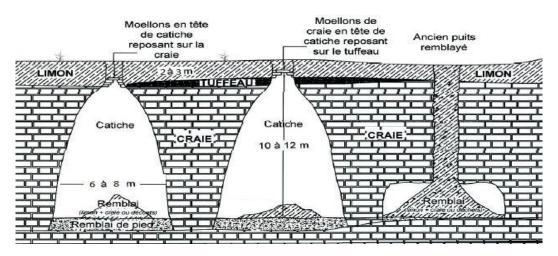


Figure 6.2. Carrière typique de craie de la région lilloise – les catiches (Lambert, 2012)

Le site d'expérimentation retenu se situe sur la commune d'Hellemmes (59) (Figure 6.3). Il s'agit d'un terrain de jeux, anciennement sous-cavé par des carrières souterraines de craie blanche. L'expérimentation consiste à réaliser une pose de géosynthétique de sécurisation au droit d'une tête de catiche.



Figure 6.3. Vue en plan et en face du site retenu pour l'expérimentation (entouré en rouge) (Google Maps)

Le site choisi correspond à une ancienne exploitation comprenant des chambres en forme de bouteilles dont la tête est située dans la craie altérée ou le limon et le corps est creusé directement dans la craie.

#### 6.3.1 Relevé 3D et configuration de la catiche retenue

Une campagne de numérisation avec un scanner 3D a été effectuée pour déterminer la géométrie de la catiche retenue. Le diamètre de la catiche est en effet un paramètre clé dans le prédimensionnement de la nappe géosynthétique de renforcement.

Le scanner 3D est un appareil autonome de numérisation en trois dimensions à grande vitesse. En balayant l'espace avec un faisceau laser, il mesure la distance entre l'appareil et un objet dans l'espace visible depuis une position fixe du scanner. L'ensemble des points 3D relevées constitue un nuage de points. L'INERIS utilise comme scanner le modèle *FARO Focus*<sup>3D</sup> X330, il s'agit d'un scanner laser terrestre (SLT) polyvalent, compact et léger, permettant des interventions en milieu souterrain, en front rocheux et à ciel ouvert.

Pour numériser une cavité souterraine en trois dimensions, il est souvent nécessaire de réaliser plusieurs stations. La numérisation 3D de la surface et du souterrain du site retenu a été effectuée en novembre 2016. Le puits d'accès et la surface ont également été numérisés. A partir du nuage de points obtenu, plusieurs figures et mesures ont été réalisées (Figure 6.4)

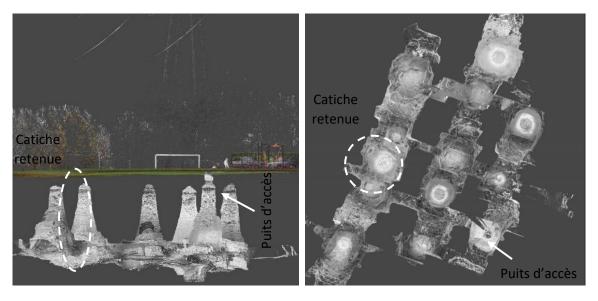


Figure 6.4. Nuage de points 3D, a) vue de profil, b) vue de dessus, site de Gide-Krebs (surface et souterrain), Hellemmes 59. (La catiche entourée correspond à celle utilisée pour l'expérimentation).

La catiche retenue mesure 9 m de hauteur (mesure réalisée depuis la surface du remblai). Son diamètre en pied est d'environ 5 m; au niveau de la fermeture en moellons, le diamètre est de 1,4 m. Le scanner 3D permet de plus de caractériser le système de fermeture du la catiche (Figure 6.5). Notons que les dimensions des moellons utilisés pour la fermeture sont variables et que le scanner laser 3D ne peut numériser que les parties visibles de ces moellons. D'après les documents d'archives, il s'agit de blocs assemblés sans mortier. Ils sont encastrés sur deux tiers de leurs longueurs.

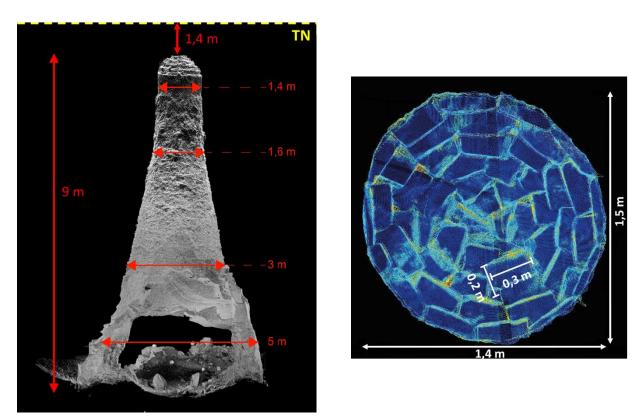


Figure 6.5. Scanner 3D : dimensions de la catiche retenue et de sa fermeture

## 6.3.2 Données géotechniques des terrains encaissants

La première étape consiste à définir les paramètres des terrains en place avant la mise en place du géosynthétique. Le CEREMA a donc procédé à des carottages et à des prises d'échantillons remaniés pour identifier la nature des terrains en place et réaliser des essais de caractérisation physique et mécanique, l'intégralité des résultats de caractérisation des sols est consignée dans un rapport détaillé (Rapport CEREMA, 2017). Les paramètres géotechniques des terrains représentent des données d'entrée essentielles dans les méthodes de dimensionnement actuelles du géosynthétique.

La réalisation des sondages de reconnaissance et de prélèvements était soumise à trois contraintes principales :

- Minimiser les dégâts liés aux sondages et au passage de la sondeuse sur l'espace vert
- Assurer la sécurité des opérateurs vis-à-vis du phénomène d'arc électrique entre le mât de la sondeuse et la ligne haute tension, étant donné que le site choisi est situé au-dessous d'une ligne haute tension.
- Ne pas percer la tête de catiche.

Des carottages et des sondages par tarières mécaniques et à main ont été réalisés. Tous les sondages ont été rebouchés avec un matériau sableux inerte.

#### **6.3.2.1** Carottage :

Le carottage d'une profondeur de 3,85 m a été réalisé dans une zone non sous cavée par des catiches mais la plus proche possible du site instrumenté. La synthèse des sondages a permis de noter la succession lithologique suivante depuis la surface (Tableau 6-1) :

Tableau 6-1. Séquence des unités stratigraphique du carottage sur 3,85 m de profondeur



- De 0 à 1,5 m remblai;
- De 1,5 m à 2,65 m limon de plateaux ;
- De 2,65 m à 3,85 m craie altérée;

Sur les échantillons intacts issus du sondage carotté, des mesures de teneur en eau, de la masse volumique et de la porosité ont été réalisées. On s'intéresse particulièrement aux caractéristiques de la couche de sol au-dessus de la tête de catiche soit à une couche de faible profondeur (jusqu'à 1,5 m environ). Il s'agit d'un remblai constitué de limon, de craie et de morceaux de brique. Les propriétés mécaniques du sol ont été déterminées par des essais triaxiaux. Des essais Consolidés Non drainés ont été menés avec mesure de pression interstitielle. Les essais triaxiaux ont été réalisés sur quatre éprouvettes de 73 mm de hauteur et 35 mm de diamètre. La vitesse de déformation adoptée est 0,9 mm/min. Les résultats principaux sont regroupés dans le Tableau 6-2 :

Tableau 6-2. Résultats de caractérisation physique et mécanique des échantillons du remblai (0-1,70 m) prélevés par carottage

Paramètres de caractérisation	Valeur
Poids volumique humide	19,43 kN/m <sup>3</sup>
Teneur en eau naturelle	22,2%
Masse volumique des grains	2,68 g/cm <sup>3</sup>
Indice des vides	0,71
Porosité	41,60%
Angle de frottement interne effectif φ'	31,9°
Cohésion effective c'	11kPa

#### 6.3.2.2 Tarières mécaniques et à main

Pour prélever le volume de matériau nécessaire à la réalisation des essais de classification selon la norme NFP 11-300, trois essais à la tarière mécanique ont été réalisés. Pour ne pas générer trop de dégâts, les tarières ont été effectuées dans une zone non entretenue (herbes hautes). Atteignant une profondeur de 1,5 m, les matériaux prélevés sont des remblais limoneux avec quelques granulats de craie. Comme les sondages mécaniques n'étaient pas implantés au droit de la catiche instrumentée du fait des contraintes énumérées précédemment, une tarière à main a été réalisée pour vérifier la nature des matériaux. Les prélèvements à la tarière ont servi à identifier le sol en place. Les résultats des essais d'identification sont résumés dans le Tableau 6-3.

Tableau 6-3. Résultats des essais d'indentification du sol en place remanié

Essais d'identification	Paramètres à identifier	Valeur	
Teneur en eau naturelle	Teneur en eau naturelle	20,3%	
	Limite de liquidité	33%	
Limites d'Atterberg	Indice de plasticité	12	
	$D_{max}$	6mm	
Granulométrie	$D_{50}$	24μm	
sédimentométrie et par	Tamisant à $D < 80 \mu m$	88%	
tamisage	Tamisant à $D < 2\mu m$	20%	
Compactage Proctor normal	Poids volumique optimale	17,56 kN/m³	
	Teneur en eau optimale	15,1%	

L'ensemble des essais conduit à une classification des matériaux A1th (limons peu plastiques).

# 6.4 Prédimensionnement de la nappe géosynthétique de renforcement

La campagne de reconnaissance sur le site a permis d'identifier le sol en place et localiser et définir la géométrie de la catiche retenue pour l'expérimentation. A défaut d'autre méthodes conventionnelles et matures, le prédimensionnement de la nappe géosynthétique de renforcement a été fait selon le principe de la méthode RAFAEL (cf. Chapitre 2). Cette méthode ne prend pas en compte la cohésion et considère une distribution uniforme de la charge. La solution de confortement retenue pour ponter la tête de catiche est un renforcement géosynthétique uniaxial ancré à plat par un simple recouvrement de part et d'autre de la cavité sous uniquement le poids de sol au-dessus. La nappe sera posée à 0,65 m de la tête de catiche et recouverte par un remblai cohésif d'épaisseur 0,75 m. Les critères et hypothèses retenus pour le dimensionnement de l'expérimentation sont :

- Diamètre de la cavité : 1,4 m;
- Angle de frottement interne du sol : 31,9°;
- Cohésion du sol : supposée négligeable ;
- Poids volumique du sol : 19,43 kN/m<sup>3</sup>;
- Coefficient de foisonnement du remblai au-dessus du géosynthétique : Ce = 1 (valeur sécuritaire) ;
- Hauteur de remblai : 0,75 m;

- Surcharge prévue en surface pour déstabiliser la tête de catiche : 10 kPa ;
- Tassement maximal attendu/admissible en surface : 20 cm;
- Durabilité envisagée = 100 ans
- Le calcul est établi sur la base de la méthode RAFAEL sans frottement latéral ni effet de voûte sur les bords (poids transmis sur la nappe géosynthétique majoré);
- Les facteurs de durabilité (le fluage, l'endommagement à la mise en œuvre, la durabilité chimique) et le coefficient de sécurité global sont pris en compte conformément au guide ISO TR 20432 et NF P 94270. Ainsi le facteur total de réduction de l'ordre de 60 % résulte de la prise en compte de tous ces coefficients partiels.
- Calcul à l'état limite de service (ELS): les coefficients de sécurité partiels appliqués au poids volumique du sol, aux surcharges permanentes et variables sont égaux à 1 selon l'Eurocode 7.

Le calcul a conduit à une nappe géosynthétique monodirectionnelle de 2000 kN/m de raideur en traction et à une longueur d'ancrage et part et d'autre de la cavité d'au moins 4,5 m. La zone d'expérimentation a été en conséquence fixée à 10 m de long et 5 m de large (la largeur standard d'un rouleau géotextile). Les résultats du dimensionnement auraient dû être a posteriori confrontés aux résultats expérimentaux du chantier lors de la mobilisation de la rupture de la couche de sol au-dessus de la nappe. Une amélioration du modèle analytique de dimensionnement était ainsi attendue. L'ensemble de la démarche n'a finalement pas pu être déployée, les essais de chargement n'ayant pas provoqué la rupture du sol.

# **6.5** Instrumentation:

#### 6.5.1 Surveillance souterraine de la tête de catiche retenue

Afin de suivre l'évolution de la tête de catiche pendant et après l'installation de la nappe géosynthétique, un système de surveillance a été mis en place au fond le 6 et 7 décembre 2016. Le système est composé de deux radars et d'un microphone (Figure 6.6).



Figure 6.6. Systèmes radar et microphone installés respectivement sous et à proximité de la catiche retenue

Le premier radar a été fixé sur un support (barre) métallique fixé de part et d'autre des piliers juste en-dessous de la tête de catiche (Radar 1) et le deuxième a été fixé au parement de la catiche (Radar 2) (Figure 6.6). La distance des radars à la tête de catiche est de 7,60 m environ, soit largement dans la plage de mesure configurée (0-10 m). L'angle d'émission du radar étant de 10°, on obtient une surface de mesure d'environ 1,35 m de diamètre. La surface de la tête de catiche est totalement couverte par les mesures des radars. On peut considérer que le radar est installé de façon optimale et qu'il est en mesure de détecter tout déplacement au niveau de la tête de catiche.

Le radar enregistre de manière régulière la distance entre le capteur et la fermeture de la catiche. Ce radar a été programmé de manière à réaliser une mesure automatique toutes les 8h.

Le microphone a été installé à une dizaine de mètres de la tête de catiche. Compte tenu de la bonne propagation des ondes acoustiques en milieu souterrain, le choix de la position du microphone n'est pas fondamental.

Le microphone enregistre toute onde acoustique émise à proximité du site. Il permet d'enregistrer, par exemple, les bruits provenant de la chute de blocs dans l'environnement à proximité.

Le système de mesure est relié à un data logger. Le data logger a été fixé au pied du puits d'accès dans la carrière sur le parement (Figure 6.7). Il est alimenté par deux batteries de 12V/80Ah reliées en série. L'autonomie estimée est d'environ 3 mois, une alarme est transmise quand le niveau de tension devient faible. Deux autres batteries ont été fournies pour procéder au remplacement quand cela sera nécessaire.





Figure 6.7. Présentation du puits d'accès à la catiche et du data logger

Les mesures acquises par le système de surveillance sont envoyées au centre national de surveillance de l'INERIS « e. Cenaris ». La transmission des données vers le Cenaris se fait par un router 3G. La qualité de la transmission est médiocre mais suffisante compte tenu du faible volume de données à transmettre. Les données sont transmises 3 fois par jour au Cenaris. Le suivi et le traitement des données se font quotidiennement.

La localisation en plan, par rapport à la catiche retenue pour expérimentation, du système de surveillance en souterrain est donnée sur la Figure 6.8.

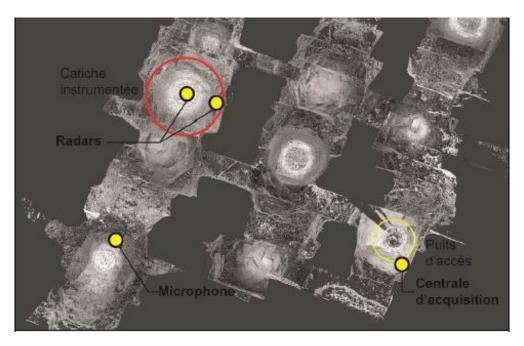


Figure 6.8. Vue en plan de l'implantation du système de surveillance souterraine

## 6.5.2 Suivi du comportement du renforcement géosynthétique

Le géosynthétique proposé par Texinov est un géocomposite Geoter FPET de renforcement et séparation multifonctionnel et innovant. Le géocomposite Geoter FPET est élaboré par un procédé de fabrication breveté, il garantit un renforcement élevé avec une faible élongation grâce à l'association d'un support tissé et de fils de haute ténacité (Figure 6.9 (a)). L'utilisation de ce produit est particulièrement recommandée en base de remblais et zones à risque d'effondrements de cavités souterraines en raison de ses caractéristiques en traction, de sa résistance, de son inertie vis-à-vis d'influences chimiques les plus agressives et la longue durée de vie (au moins 25 ans). La haute résistance du Geoter FPET garantit une déformation maitrisée, même sous des sollicitations élevées, ce qui permet de protéger le système de mesure intégré dans la nappe géosynthétique notamment les fibres optiques qui se rompent pour une déformation supérieure à 5%. Le Tableau 6-4 montre les propriétés du géosynthétique Geoter FPET choisi à partir des résultats du prédimensionnement réalisé au paragraphe 6.4 :

Tableau 6-4. Résultats des tests de caractérisation du géosynthétique utilisé pour le site de Lille (source Texinov)

Résultats des tests de Traction	Sens production	Sens travers
Résistance à la rupture $T_{max}$	200 kN/m	17 kN/m
Allongement à la rupture $arepsilon_{max}$	10%	7%
Raideur à 5% d'allongement	1875 kN/m	265 kN/m

Ces propriétés résultent notamment de tests de traction effectués selon la norme NF EN ISO 10319.

La nappe géosynthétique fournie par Texinov a été instrumentée par un système Géodétect équipé de capteurs à réseau de Bragg permettant la mesure des déformations de la nappe par fibres optiques (Figure 6.9 (b)).

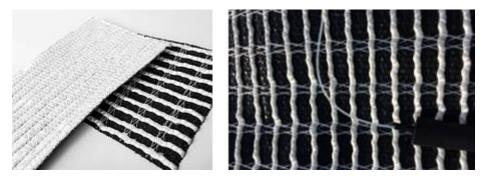


Figure 6.9. La structure de géosynthétique retenue pour l'expérimentation à Lille, instrumentation par fibres optiques de la nappe de renforcement

Le dispositif mis en œuvre se compose de deux fibres optiques parallèles nommées FO1 et FO2 espacées de 20 cm. Chaque fibre comprend 4 capteurs de Bragg espacés de 1 m. 3 points de mesure sont positionnés au droit de la cavité et 5 autres points sont localisés dans la zone d'ancrage du renforcement. Cette implantation permet ainsi d'obtenir un point de mesure de déformation de la nappe géosynthétique tous les 0,5 m (Figure 6.10).

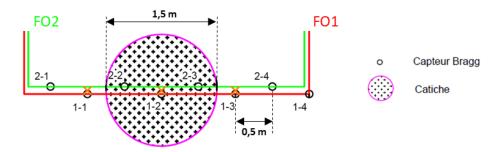


Figure 6.10. Plan de distribution des capteurs Bragg au-dessus de la tête de catiche et dans les zones d'ancrage

Les capteurs de Bragg permettent de détecter des déformations supérieures à 0.02% avec une précision de  $\pm 0.01\%$ . Une fréquence de mesure de  $100~{\rm Hz}$  a été adoptée.

# 6.6 Mise en place de l'expérimentation : Phase 1 – renforcement de la tête de catiche par une nappe géosynthétique

Le chantier expérimental comprend deux phases. La première phase de chantier s'est déroulée en deux jours du 10 au 11 avril 2017. Elle consiste en la réalisation de l'excavation dans laquelle sera positionnée la nappe géosynthétique. L'excavation a débuté après avoir repéré en surface par la technologie UGPS (Underground Global Positioning System) la tête de la catiche retenue pour l'expérimentation (Gouillion et Duchene, 2013). L'excavation a été menée à 0,75m de profondeur dans le matériau en place, la fouille créée fait 11 m en longueur et 5,3 m en largeur, soit un volume de 45 m³ de sol excavé. Le volume de sol déblayé a été déposé à proximité de la zone d'expérimentation. Une fois l'excavation terminée, le fond de la fouille a été nivelé et la nappe géosynthétique est installée à plat sans plis. Afin de protéger les capteurs à réseau de Bragg, les fibres optiques ont été couvertes par un géosynthétique tissé surmonté d'une petite couche de sable fin (Figure 6.11).





Figure 6.11. (a) Terrains de surface décaissés sur une hauteur de 0,75m, (b) Pose de la nappe géosynthétique (fibres optiques sous la fine couche de sable)

Ensuite 24 tubes coulissants de nivellement ont été posés et répartis sur toute la surface du géosynthétique. Les tubes ont été conçus pour suivre le mouvement (notamment la flèche) du géosynthétique après l'effondrement (Figure 6.12). Etant donné que l'effondrement n'a pas pu être atteint, ces tubes n'ont pas été utilisés par la suite pour faire des mesures.



Figure 6.12. Pose de tubes de nivellement

A la fin de la première phase, le sol d'origine a été remblayé par des couches de 10 à 15 cm. Le sol de remplissage est installé par reversement, nivelé puis compacté. Le compactage a été réalisé avec une plaque vibrante d'énergie de compactage relativement faible. Le recours à un degré de compactage relativement faible avait pour but d'éviter tout risque de perturbation de la tête de catiche au cours de la phase d'installation du géosynthétique (Figure 6.13).



Figure 6.13. Remise en place et compactage du sol par couche de 10 à 15cm d'épaisseur

L'état de stabilité de la tête de catiche a été vérifié au cours de la phase de sécurisation par géosynthétique, par les mesures continues des radars, du microphone et des fibres optiques.

A la fin des travaux de la première phase, la zone d'expérimentation a été sécurisée au moyen d'un grillage métallique permettant d'interdire l'accès au chantier d'expérimentation (Figure 6.14).



Figure 6.14. Site instrumenté et protégé par un grillage métallique

# 6.6.1 Mesures de la phase d'installation

## 6.6.1.1 Mesures radars et microphone

Suite à la pose du géosynthétique les mesures effectuées n'ont pas permis de détecter un mouvement significatif en tête de catiche. L'évolution des valeurs des distances mesurées par les deux radars pendant la phase d'installation de la nappe géosynthétique est donnée par la Figure 6.15. Les mesures des deux radars sont relativement proches. L'évolution de la distance mesurée est pratiquement négligeable et due à la précision des radars qui est de

l'ordre de  $\pm 5$  mm. En plus, aucun signe traduisant une activité souterraine de type « chute de bloc » avant et pendant l'installation de la nappe géosynthétique n'a été détecté par le microphone.

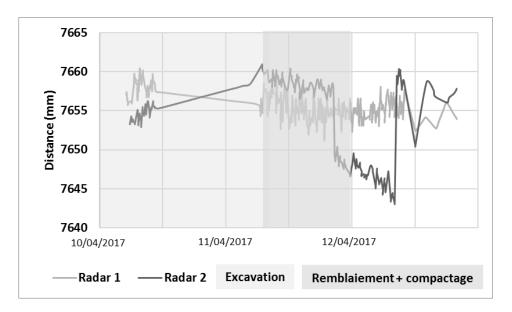


Figure 6.15. Résultats de mesures de radars (distance) pendant la phase de mise en place de la nappe géosynthétique

#### 6.6.1.2 Mesures par fibres optiques dans le géosynthétique

Les mesures des capteurs à réseau de Bragg ont montré une évolution lors de la mise en place/compactage du sol au-dessus de la nappe géosynthétique. Les valeurs de déformations mesurées à la fin de la première phase sont inférieures à 0,25% (Tableau 6-5). Cette déformation est essentiellement due à la consolidation du sol au-dessus de la nappe de géosynthétique. Il est à noter que ces valeurs de déformation sont bien inférieures aux valeurs de 2 et 5% attendues suite à la déstabilisation de la tête de catiche prévue en phase 2.

Tableau 6-5. Evolution de la déformation de la nappe géosynthétique pendant la phase 1

Ligne de mesure	Déformation en % - FO1			Déformation en % - FO2				
Capteurs	1-1	1-2	1-3	1-4	2-1	2-2	2-3	2-4
Mise en place	0	0	0	0	0	0.000	0	0
1ère couche	0.053	0.037	0.044	0.011	-0.009	-0.001	0.064	0.04
2ème couche	0.045	0.043	0.03	0.01	0.044	0.003	0.06	0.034
3ème couche	0.048	0.06	0.034	0.005	0.044	0.012	0.066	0.047
4ème couche	0.039	0.073	0.027	0.013	0.088	0.057	0.115	0.064
Dernière couche	0.047	0.079	0.032	0.012	0.082	0.058	0.117	0.07
31/05	0.052	0.08	0.04	0.026	0.084	0.063	0.129	0.077
14/06	0.051	0.082	0.042	0.028	0.082	0.064	0.131	0.069

Les valeurs de déformation sont restées sensiblement constantes entre les deux phases de chantier (pendant 2 mois). On observe des petites variations de 0.008% au maximum et en moyenne de l'ordre de 0.0025%

# 6.7 Phase 2 : Chargement en surface de la tête de catiche

L'objectif initial de la deuxième phase de l'expérimentation consistait au chargement progressif en surface au-dessus de la tête de catiche jusqu'à sa déstabilisation. Cet objectif n'a pas pu être atteint avec les moyens mis en œuvre, on s'intéresse donc dans la suite à décrire les moyens utilisés dans ce but et à présenter les observations et les mesures obtenues dans cette phase.

La deuxième phase de chantier s'est déroulée le 14 juin 2017. Le chargement en surface a été réalisé à l'aide de blocs en béton préfabriqués. Un bloc pèse 300 kg environ et correspond à une surface au sol de 60 x 40cm.

Le chargement s'est déroulé en plusieurs scénarii.

Pour le premier scenario, une surface de chargement de 60 x 40 cm égale à celle d'un seul bloc de béton a été choisie. Les blocs de béton ont été mis l'un au-dessus de l'autre en surface au-dessus de la tête de catiche jusqu'à une éventuelle rupture. Un enregistrement continu par les capteurs de mesures au fond (radars et microphone) et en surface (fibres optiques) a été effectué au cours de la phase de chargement. Le chargement a débuté avec un bloc de béton. Une contrainte de 12,25 kPa a été par conséquence appliquée en surface. Une heure plus tard, un deuxième bloc de béton a été posé au-dessus du premier pour arriver à une contrainte de 25 kPa de chargement en surface. Le chargement atteint respectivement 37,25 kPa et 50 kPa après l'ajout successif de deux autres blocs au-dessus des deux premiers une heure plus tard (Figure 6.16). Le chargement a duré 2 heures environ. L'ajout des blocs supplémentaires de béton sur le dispositif de chargement n'était pas possible à cause d'un problème de stabilité des blocs mis l'un au-dessus de l'autre et un deuxième scénario a été par conséquence adopté.





Figure 6.16. Scénario 1 : Pose de quatre blocs sur une surface de 60 x 40 cm à l'aplomb de la tête de catiche

Le deuxième scénario de chargement consistait à augmenter la surface de chargement à 0,96 m². La nouvelle surface de chargement correspond à la mise en place de 4 blocs de béton. Soit un chargement de 12,5 kPa. L'augmentation de la surface de chargement permet d'augmenter le nombre de blocs que l'on peut mettre au-dessus de la tête de catiche en améliorant la stabilité du dispositif de chargement.

Le chargement est progressif avec un délai de quelques minutes entre l'ajout de deux blocs consécutifs. Le chargement a continué jusqu'à avoir 10 blocs de béton au total au-dessus de la tête de catiche (Figure 6.17), soit 31,25 kPa de contrainte en surface. Suite à cette mise en charge, les mesures des radars et des microphones ne montrent pas d'évolution. Aucune rupture ou fragilisation (rupture ou chute au niveau des blocs de la fermeture de la catiche en souterrain) n'a été observée.





Figure 6.17. Scénario 2 : Pose de dix blocs à l'aplomb de la tête de catiche

# 6.7.1 Mesures de la phase de chargement

#### **6.7.1.1** Mesures radars et microphone

Le système d'acquisition défectueux n'a pas pu mesurer en continu l'évolution de l'ouvrage en souterrain durant la phase 2. Des mesures ponctuelles de distance à l'aide d'un multimètre laser, mis à la place du Radar 1 juste en-dessous de la tête de catiche, ont été effectuées. Une baisse de l'ordre de 10 mm a été mesurée au centre de la catiche. Toutefois, cette valeur reste très approximative et du même ordre de grandeur que la précision du multimètre utilisé.

#### **6.7.1.2** Mesures fibres optiques

Les mesures réalisées par TEXINOV sur les capteurs de réseau Bragg intégrés dans la nappe géosynthétique ont été enregistrées tout au long de la phase de chargement. Les mesures obtenues ont pu démontrer l'efficacité par réponse instantanée des capteurs de déformation et par conséquence la tension induite lorsqu'une charge est appliquée en surface au-dessus de la tête de catiche. Seuls les capteurs 1-2, 2-2 et 2-3 qui se situent au niveau de la catiche (Figure 6.10) ont montré une évolution significative. La Figure 6.18 présente l'évolution de la déformation de la nappe géosynthétique en ces points pendant le chargement successif en blocs.

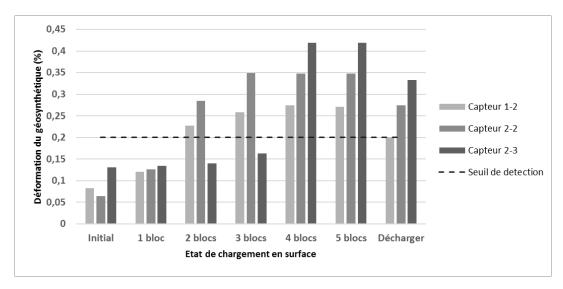


Figure 6.18. Evolution de la déformation de la nappe de géosynthétique au cours du chargement en surface (Phase 2 – scenario de chargement 1)

L'augmentation mesurée de déformation au niveau des capteurs Bragg (bien supérieure à la limite de détection communément admise de 0,2 %) est a priori due à la consolidation/tassement du sol entre la nappe géosynthétique et la tête de catiche sous la charge appliquée par les blocs sur les capteurs. Après déchargement, les valeurs de déformation ont légèrement baissé. La comparaison de l'état initial de déformation (avant chargement) et final (après déchargement) est un peu délicat vue que l'ordre de grandeur des valeurs mesurées de déformation reste comparable à la limite de détection de 0,2 %.

Le deuxième dispositif de chargement a été réalisé sur une surface de chargement plus grande que la première. La pose des blocs au-dessus de la cavité a été beaucoup moins visible au niveau des capteurs Bragg que lors du premier scénario de chargement. De plus, la déformation mesurée n'a pas réellement augmenté au cours du chargement. Ceci s'explique par le fait que la charge appliquée sur la tête de catiche est plus diffuse et donc moins efficace. Les valeurs mesurées de déformation restent cependant insuffisantes pour correspondre vraiment à la mise en tension du géosynthétique.

La catiche n'a pas été déstabilisée comme initialement souhaité, les mesures de déformation mesurées restent donc peu significatives. Ce chargement extérieur pourtant important et localisé n'a pas permis d'obtenir une sollicitation importante de la nappe car la tête de catiche est restée stable, principalement de par l'arrangement des blocs et leur résistance mécanique peu altérée dans le temps depuis la fermeture de la tête de catiche. La surveillance de la tête de catiche s'est poursuivie jusqu'au 10 juillet 2018 (pendant une année complète), les mesures de contrôle confirment la bonne stabilité de la tête de catiche dans le temps. Entre le 15 juin 2017 (date de fin de l'expérimentation) et le 10 juillet 2018 (date de l'arrêt de la surveillance), les valeurs de distance mesurées par les radars R1 et R2 évoluent de 11 et 13 mm respectivement.

# 6.8 Renforcement par géosynthétique vs. Renforcement par une dalle en béton armé

Les voûtes de catiches, à Lille, sont régulièrement renforcées par des dalles en béton armé coulées à la profondeur du toit de la craie non altérée sur laquelle elle repose. Cette méthode

nécessite de creuser jusqu'à la profondeur de la craie saine. Cette solution est à comparer avec la solution retenue pour le site d'Hellemmes en utilisant une sécurisation par renforcement géosynthétique. Le but de cette comparaison est de souligner l'intérêt de la solution retenue de renforcement par géosynthétique et la présenter comme solution alternative économiquement et techniquement intéressante pour la protection des personnes dans les jardins ou dans les espaces publics. Dans le cas de l'expérimentation de Lille, décrite auparavant, la mise en place d'une dalle en béton aurait conduit aux dimensions et aux caractéristiques suivantes (d'après une pré-étude effectuée pour le compte de la Ville de Lille)

- O Une résistance à un vide d'un diamètre de 2 m au centre de la dalle.
- O Une résistance à un vide de 1,5 m en porte à faux (bordure).
- O Un appui d'au moins 1,0 m, de part et d'autre sur la craie.

La mise en place de la dalle nécessiterait les étapes suivantes dans le cas où elle serait coulée en place (elle peut éventuellement être préfabriquée) :

- o Terrassement jusqu'à la tête de catiche (les déblais sont stockés sur site)
- Démolition de la tête de catiche
- o Mise en place d'un coffrage perdu au niveau de l'ouverture
- Ferraillage et coulage des dalles
- o Remblaiement jusqu'au niveau TN avec les matériaux de déblai

Le coût moyen de la mise en place de la dalle est estimé à 7800 €, il peut varier entre 5000-1000 € selon les conditions locales. Le Tableau 6-6 permet de comparer les conditions techniques, économiques ainsi que les avantages et inconvénients du renforcement par géosynthétique par rapport à celui par dalle en béton armé.

Tableau 6-6. Comparaison des techniques de sécurisation d'une catiche par une dalle en béton et un renforcement géosynthétique

Paramètre	Dalle en béton armé	Renforcement par géosynthétique	
Durée de l'opération	14 jours	2 jours	
Zone d'intervention	16 m²	$50\ m^2$ (Sauf utilisation d'une tranchée)	
Apport de matériau	Béton amené sur site par camion-toupie (inclus matériau + énergie + transport)	Uniquement nappe géosynthétique – Utilisation sol du site pour le remblai	
Coût moyen	7800 €	2000€	
Tassement attendu	Pas de tassement	Tassement admissible	
Durée de vie	> 50 ans	100 ans	
Surveillance	Observation en surface classique + éventuelle instrumentation de la dalle	Observation en surface classique + Géosynthétique intelligent – fibre optique	

Il ressort de cette étude que la mise en sécurité d'une cavité par renforcement, à l'aide d'une nappe de géosynthétique comme celle testée dans le cadre de l'expérimentation à Lille est réalisable dans des conditions plus avantageuses que la solution traditionnelle d'une dalle en béton.

# 6.9 Conclusion

Le travail effectué dans ce chapitre sur la sécurisation des cavités souterraines par géosynthétique est basé sur une expérimentation en vraie grandeur, dont l'objectif initialement souhaité était de reproduire la déstabilisation par chargement statique en surface d'une cavité souterraine renforcée par géosynthétique et d'en déduire le comportement du renforcement géosynthétique mis en place.

L'expérimentation s'est déroulée en deux phases, la première phase correspond à la sécurisation de la tête de la cavité par une nappe de géosynthétique et la deuxième phase avait pour objectif la déstabilisation de la tête de la cavité (catiche) par ajout de charge localisée.

L'expérimentation n'a pas pu aboutir à sa fin souhaitée. Le chargement utilisé (jusqu'à 3 tonnes) n'a pas été suffisant pour arriver à la déstabilisation de la tête de catiche et à une mise en tension significative de la nappe de renforcement. La ville de Lille n'a par ailleurs pas souhaité aller au-delà de ce chargement.

Cette expérimentation a été l'occasion de combiner et de tester différents systèmes d'instrumentation, et d'établir leurs limites dans la configuration des essais réalisés. Le chantier réalisé a permis de valider le fonctionnement du géosynthétique instrumenté et du dispositif de suivi dans les conditions réelles d'une cavité. D'autres démonstrations effectuées in situ permettront de valider la faisabilité industrielle et commerciale du géosynthétique spécifique instrumenté et d'évaluer sa performance technique. C'est l'un des objectifs que se fixent les partenaires du projet REGIC avant la fin du projet.

# Chapitre 7

# Conclusion générale et perspectives

Le sous-sol français, comme beaucoup d'autres pays (Italie, Pologne, etc.), est traversé par un nombre très important de cavités souterraines naturelles et anthropiques, il est généralement admis que 500 000 cavités sont potentiellement présentes. Ces cavités souterraines peuvent être à l'origine d'importants mouvements de terrain (fontis, affaissement, effondrement généralisé, etc.) et des désordres importants constituant un frein important au développement urbain et présentant en conséquence, des enjeux considérables sur la sécurité des usagers. La solution de prévention et de réduction de l'aléa fontis par renforcement géosynthétique des zones sujettes à des risques d'effondrement ou de tassement a été étudiée dans ce mémoire.

Les méthodes usuelles de dimensionnement d'un sol renforcé par géosynthétique partent d'hypothèses qui ne tiennent pas compte explicitement des mécanismes complexes et combinés associés à l'effondrement d'une couche de sol au-dessus d'une cavité souterraine (les transferts de charge, l'effet de voûte et le comportement du géosynthétique dans les zones d'ancrage). L'objectif principal de ce mémoire a été d'aboutir à une meilleure compréhension des mécanismes d'effondrement à l'aide de la modélisation physique bi et tridimensionnelle à échelle réduite en laboratoire.

Le travail réalisé fournit une nouvelle base de données expérimentales dont les résultats ont été comparés aux résultats analytiques des méthodes usuelles de dimensionnement. Ils permettent ainsi la validation des méthodes et/ou leur amélioration, en particulier, la méthode de Huckert traitant le cas d'un remblai cohésif.

# Approche expérimentale en 2D:

Le dispositif bidimensionnel « Trapdoor » a été utilisé pour simuler la remontée d'une cavité sous un massif de sol cohésif/granulaire en présence/en absence du renforcement géosynthétique. L'étude réalisée sur le modèle à la trappe concerne les remblais de faible épaisseur, où le rapport entre la hauteur (H) de remblai et le diamètre (B) de cavité H/B = 0,25; 0,5 et 0,75. L'objectif principal de cette étude a été d'évaluer, par une technique originale de corrélation d'images, le mécanisme de transfert de charge et de déterminer la géométrie de la distribution de charge transmise à la nappe de renforcement lors de la remontée d'un fontis. La présence du renforcement géosynthétique réduit clairement l'affaissement de sol en surface après apparition de la cavité. Les résultats obtenus avec le modèle à la trappe ont permis de démontrer que :

#### • Dans le cas d'un sol granulaire (non cohésif)

Le mécanisme de report de charge et par conséquent, la réduction de charge sont dépendants de l'épaisseur du remblai (H/B), des propriétés du sol et de l'amplitude de déplacement imposé (abaissement de la trappe). La réduction de charge est plus importante pour les remblais dont l'épaisseur est plus élevée. La présence du RG maintient l'action de

transfert maximal de charge au sein du remblai et réduit les déformations du sol associées. Le pourcentage de poids du remblai transmis au renforcement géosynthétique après abaissement de la trappe varie de 35% à 70% pour les Tests 4-6 non surchargés (soit un report de charge de 30% à 65%). La répartition de la charge agissant sur le RG semble avoir, pour le mode d'ouverture de cavité modélisé, approximativement une forme parabolique inversée ou triangulaire inversée, alors que la plupart des méthodes de dimensionnement usuelles la supposent uniforme. Dans ce cas, un dimensionnement adoptant une distribution uniforme de charge surestime la sollicitation du géosynthétique et conduit à une proposition moins économique de la raideur de la nappe. De plus, nous avons montré qu'une surcharge excessive en surface au droit de la cavité dans le cas d'un sol renforcé peut conduire à une situation plus critique de distribution de charge sur le RG, concentrée au centre de la cavité. Pour cette configuration, la répartition de la charge est plus importante au milieu de la cavité qu'aux bords lorsque la couche de sol est de faible épaisseur. Des méthodes analytiques telles que celle proposée par Terzaghi (1943) associée à une valeur appropriée du coefficient de poussée des terres K, trouvée égale à 1,3 dans les conditions des essais réalisés (sol granulaire grossier de type gravier), permet de prédire assez bien les valeurs de charge obtenues expérimentalement. La prise en compte du déplacement horizontal et de la déformation du RG dans les zones d'ancrage, pour le dimensionnement du RG, comme proposé par Villard et Briançon (2008), est nécessaire pour améliorer la convergence entre les résultats analytiques et expérimentaux. La non-prise en compte de ce déplacement conduit à une surestimation de la déformation réelle du RG.

#### • Dans le cas d'un sol cohésif

Un mécanisme d'effondrement différent de celui d'un sol granulaire a été obtenu. Le sol cohésif peut ponter, dans certaines conditions géométriques et mécaniques, une cavité sans avoir besoin d'un renforcement et uniquement grâce à sa cohésion, sans tassement important en surface. Cependant, une surcharge appliquée en surface peut provoquer la rupture de la couche de sol qui se fragmente en un ou plusieurs blocs. L'effondrement en blocs de la couche de sol sur le renforcement géosynthétique conduit à une répartition de charge assez particulière, où la charge transmise sur le RG est localisée généralement à proximité des bords de la trappe, donnant lieu à des contraintes faibles dans la partie centrale. Ce mécanisme de rupture peut être approximativement représenté par deux forces ponctuelles définies par mètre de largeur du RG comme proposé par Huckert et al. (2014). Dans les mêmes conditions géométriques d'essais que pour un sol granulaire, et malgré une surcharge en surface plus importante, le pourcentage du poids du remblai et de la surcharge transmis sur le RG a été trouvé plus faible, variant entre 15 % et 45 % pour les Tests 10-12. On peut noter que dans les conditions des essais réalisés, l'application des méthodes usuelles de dimensionnement (formulées pour les sols granulaires) au cas du sol cohésif, surestime bien les valeurs de la flèche et déformation réelles du RG après apparition de la cavité. Par contre, le modèle de Huckert (2014), proposé pour dimensionner un RG dans le cas d'un sol cohésif, donne une approximation raisonnable, moyennant une modification et une adaptation suivant les observations expérimentales en termes de valeur de report de charge et de distance de diffusion de l'action du bloc effondré sur le RG.

# Approche expérimentale en 3D :

Cette partie présente les résultats de la modélisation physique (3D) pour étudier le comportement du RG. Il concerne l'analyse des déplacements et de la sollicitation du RG après ouverture de la cavité et suite à des essais de chargement de surface à l'aide d'une série de radars placés sous le RG. Cette partie rapporte des observations détaillées qui sont ensuite

analysées à la lumière des hypothèses de dimensionnement usuelles de la littérature dans les deux cas d'un sol granulaire et cohésif.

L'influence de la cohésion du massif sur les mesures de contraintes, de déplacement vertical du RG et de tassements en surface a été quantifiée. Pour le massif cohésif (mélange sable - kaolin), une rupture par bloc a été mise en évidence, alors qu'une cuvette d'affaissement a été observée dans le cas d'un matériau purement frottant (sable de Fontainebleau). La présence de la cohésion conduit, après effondrement, à une déformée aplanie du RG, ce qui n'est pas le cas pour un sol granulaire (purement frottant), où la déformée est plus incurvée. Les mesures de déplacements du RG ont été confrontées à des modèles analytiques théoriques développés, pour le cas d'un sol granulaire. Une distribution de charge triangulaire inversée s'avère la plus apte à reproduire les résultats expérimentaux. Après chargement en surface et en raison de la faible épaisseur de la couche de sol testé (H/B = 0,25), la distribution de charge agissant sur le RG devient parabolique. Dans le cas d'un sol cohésif la proposition d'une distribution de charge concentrée, définie à partir du chargement en surface et tenant compte de la géométrie de la couche de sol, a été validée après comparaison avec les résultats expérimentaux.

La série de capteurs de pression répartie à l'extérieur de la cavité a bien montré les reports de charges mobilisés. Pour les deux cas de sol granulaire et cohésif, l'augmentation maximale de contrainte a été mesurée juste aux bords de la cavité avec une valeur de 83% et 287% respectivement. Par contre, à 40 cm des bords de la cavité dans les zones d'ancrage, l'augmentation de contrainte dans le cas du sol granulaire est plus importante que dans le cas cohésif (20% et 7% respectivement). Ces observations de report de charges peuvent avoir un impact non négligeable sur le dimensionnement d'un RG sur une cavité. Ces mécanismes n'influent pas uniquement sur la charge agissant sur le RG au droit de la cavité, mais aussi sur l'interaction sol/géosynthétique dans les zones d'ancrage, responsable de la stabilité de la structure renforcée par frottement latéral, où les charges appliquées au-dessus du RG sont généralement supposées uniformes.

# Approche expérimentale en vraie grandeur :

Une expérimentation en vraie grandeur sur un site de l'agglomération lilloise à Hellemmes (59) a été réalisée. L'expérimentation réalisée s'est déroulée en deux phases.

La phase 1 concerne la sécurisation de la cavité souterraine, notamment la réalisation de l'excavation dans laquelle est positionnée la nappe géosynthétique puis son remblaiement. La phase 2 correspond au chargement statique progressif en surface au-dessus de la tête de catiche jusqu'à sa déstabilisation pour en déduire la sollicitation de la nappe géosynthétique (déformation et déplacement vertical). Cet objectif n'a cependant pas pu aboutir à l'effondrement de la cavité à cause de l'état de stabilité de la tête de catiche.

En revanche, cette expérimentation en vraie grandeur a été l'occasion de valider les conditions d'installation et le bon fonctionnement du dispositif de mesure par fibres optiques, radars et microphone géotechniques dans un contexte de projet réel. Le retour d'expérience réalisé a permis de souligner l'intérêt de la solution retenue de renforcement par géosynthétique et la présenter comme solution alternative économiquement et techniquement intéressante pour la protection des personnes et des biens.

## Synthèse:

Le dimensionnement du géosynthétique sur cavité dépend de :

- La nature du sol en place (cohésif ou granulaire),
- Le rapport épaisseur du remblai de couverture / largeur de la cavité (H/B),
- L'état de chargement en surface (p).

Les résultats obtenus, dans les conditions d'essais, en termes de réduction et de distribution de charge agissant sur le géosynthétique au droit de la cavité sont résumés à la Figure 7.1.

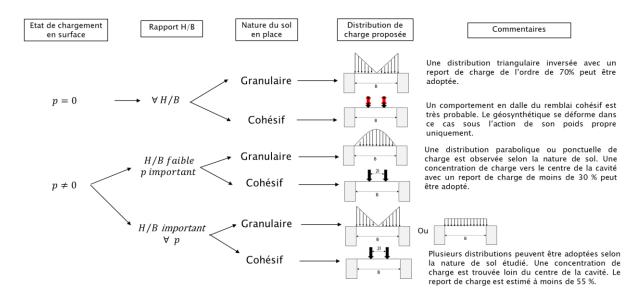


Figure 7.1. Synthèse des résultats expérimentaux en termes de réduction et géométrie de distribution de charge sur le géosynthétique au droit de la cavité

## **Perspectives:**

Les travaux réalisés dans ce mémoire s'inscrivent dans la continuité de différents travaux de recherche antérieurs, particulièrement ceux réalisés dans le cadre du Projet GeoInov (2014). L'intérêt de ce travail de thèse est à la fois scientifique et opérationnel. Au plan technique et instrumentation, les essais réalisés ont permis de valider différentes techniques d'exploitation et de mesures originales, soit par la technique de corrélation d'images (chapitre 4) ou par l'utilisation de capteurs de contrainte et de déplacements (chapitre 5). Par contre des améliorations doivent être encore apportées sur les mesures initiales de contraintes (non égales à γH) en changeant à la fois la technique de mise en place du sol dans le modèle physique pour arriver à une densité initiale uniforme et aussi le mode de compactage (actuellement manuel) pour appliquer la même énergie de compactage sur toute la surface de sol.

Les résultats obtenus, dans le cas d'un sol granulaire, ont permis de revisiter expérimentalement certains aspects et valider d'autres résultats démontrés numériquement dans la littérature. Dans le cas d'un sol cohésif, les résultats expérimentaux ont permis de discuter la validité de la méthode proposée par Huckert et al. (2014). Après adaptation, la méthode de Huckert et al. (2014) a permis d'approcher de façon raisonnable les résultats expérimentaux en condition bidimensionnelle sur le modèle à la trappe. Pour les essais réalisés en 3D sur le simulateur de mouvements de terrain, une nouvelle géométrie en 3D de distribution de charge agissant sur le renforcement géosynthétique a été proposée pour prendre en compte l'action localisée de la charge dont l'intensité est bien supérieure au poids du remblai effondré.

Pour les essais en 3D sur le simulateur de terrain, la réalisation tardive des expérimentations n'a pas permis de répéter les essais autant que nécessaire. De plus les essais réalisés ne portent que sur une couche de sol d'épaisseur faible (H/B = 0.25). Il conviendra donc de poursuivre et répéter ces essais pour confirmer les tendances observées et les valider sur d'autres configurations géométriques (H/B = 0.5 et 0.75 par exemple).

Pour les deux campagnes d'essais, les expérimentations avec un sol cohésif partent de conditions géométriques et mécaniques permettant à la couche de sol de ponter initialement la zone de la cavité. Des essais complémentaires, avec différentes valeurs de densité sèche et de teneur en eau restent nécessaires.

Enfin, une étude numérique détaillée et complète permettant d'évaluer l'effet des données mécaniques, physique et géométrique de la couche de sol, de la nappe géosynthétique et de la cavité est l'un des objectifs que se fixent les partenaires du projet REGIC.

## Références bibliographiques

- Abdulla, W. A., & Goodings, D. J. (1996). Modeling of sinkholes in weakly cemented sand. *Journal of geotechnical engineering*, 122, 998-1005.
- Al Heib, M., Emeriault, F., Caudron, M., Nghiem, L., & Hor, B. (2013). Large-scale soil-structure physical model (1g)-assessment of structure damages. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 13, 138-152.
- Anderson, A. O. (1913). The theory of loads on pipes in ditches: and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe (Vol. 31). Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts.
- Aubertin, M., Li, L. S., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Simon, R. (2003). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and rock America*, *1*, 1157-1164.
- Bellurot, N., Chapelon, J., Meignien, X., & Joannis de Verclos, C. (2013). Évaluation des dispositions visant à l'information préventive des citoyens vis-à-vis des risques naturels auxquels ils peuvent être exposés. Ministère de l'Écologie et du Développement Durable et de Énergie, Conseil général de l'environnement et du développement durable.
- Bergado, D. T., Ramana, G. V., & Sia, H. I. (2006). Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand. *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 371-393.
- Berthoz, N. (2013). *Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés*. Ph.D. dissertation, INSA de Lyon; Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE).
- Bierbaumer, A. (1913). Die Dimensionierung des Tunnelmauerwerkes: Studien. Wilhelm Engelmann.
- Blivet, J. C., Khay, M., Villard, P., & Gourc, J. P. (2000). Experiment and design of geosynthetic reinforcement to prevent localised sinkholes. *ISRM International Symposium*, (p. 6).
- Boussaid, K. (2005). Sols intermédiaires pour la modélisation physique: application aux fondations superficielles. Ph.D. dissertation, Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes et Université de Nantes.
- Briançon, L., Girard, H., & Gourc, J. P. (2011). A new procedure for measuring geosynthetic friction with an inclined plane. *Geotextiles and Geomembranes*, 29, 472-482.
- British Standard, B. (2010). Standards Publication Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. *ISBN*, *940005429*, 1-21.
- Caudron, M. (2007). Etude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurence d'un fontis. Ph.D. dissertation, Lyon, INSA.
- Cedric, L., Arnaud, G., & Veronique, B. (2017). *Confortement de catiche par géosynthétique Caractérisation des sols*. Rapport CEREMA C16NR0086, 22 pages.
- 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*, 1402-1406.

- Chen, Y.-m., Chen, R.-x., Zhu, B., & Gao, D. (2008). Deformation characteristics and design of geosynthetic liner system subjected to local subsidence. *Chinese journal of geotechnical engineering Chinese edition-*, 30, 21.
- Chevalier, B. (2008). Études expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application au renforcement de sols par inclusions rigides. Ph.D. 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, 15-39.
- Clough, G. W. (1981). Cemented stands under static loading. J. Geotech. Engrg. Div., 107, 789-847.
- Cola, S. (2002). On modelling the behavior of melanges. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mestat (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris*, 143-148.
- Costa, Y. D., Zornberg, J. G., Bueno, B. S., & Costa, C. L. (2009). Failure mechanisms in sand over a deep active trapdoor. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135*, 1741-1753.
- Cox, C. M. (2014). *Centrifuge modelling of the ground reaction curve in fibre-reinforced soil.* Ph.D. dissertation, University of Nottingham.
- Delmas, P. (1979). Sols renforcés par géotextiles: premières études. Ph.D. dissertation.
- Dubreucq, T., Garnier, J., Favraud, C., & Noblet, S. (1995). Fondation sur sol renforcé par géotextiles : comparaison d'essais sur modèles centrifugés et modèles sous la gravité normale. *In les modèles réduits en génie civil*, 123-128.
- Dupas, J.-M., & Pecker, A. (1979). Static and dynamic properties of sand-cement. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105, 419-436.
- EBGEO. (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements--EBGEO. German Geotechnical Society Berlin.
- Engesser, F. (1882). Über den Erddruck gegen innere Stützwände. Deutsche Bauzeitung, 36.
- Esterhuizen, J. J., Filz, G. M., & Duncan, J. M. (2001). Constitutive behavior of geosynthetic interfaces. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127,* 834-840.
- Evans, C. H. (1983). *An examination of arching in granular soils*. Ph.D. dissertation, Massachusetts Institute of Technology.
- Feng, S.-J., & Lu, S.-F. (2015). Deformation analysis of a geosynthetic material subjected to two adjacent voids. *Geotextiles and geomembranes*, 43, 317-331.
- França, F. A., Avesani, F. P., Bueno, B. S., & Zornberg, J. G. (2013). Confined-accelerated creep tests on geosynthetics. *Proceedings. Geosynthetics* 2013.
- Garnier, J. (2001). Modèles physiques en géotechnique: Etat des connaissance et évolutions récentes. *1ère Biennale Coulomb*.
- Garnier, J. (2002). Properties of soil samples used in centrifuge models. *Physical Modelling in Geotechnics: Proceedings of the International Conference, St John's, Canada*, (pp. 5-19).

- Giraud, H. (1997). Renforcement des zones d'effondrement localisé-Modélisations physique et numérique. Ph.D. dissertation, Grenoble 1.
- Giroud, J. P. (1995). Determination of geosynthetic strain due to deflection. *Geosynthetics International*, *2*, 635-641.
- Giroud, J. P. (1996). Closure discussion of determination of geosynthetic strain due to the deflection'. *Geosynthetics international, 3,* 143-144.
- Gouillion, G., & Duchene, C. (2013). Localisation de cavités souterraines avec le système UGPS. Applications au cas des crayères de la marne et à une ancienne mine polymétallique. Journées scientifiques AGAP Qualité, (p. 4).
- 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.
- Guido, V. A. (1987). Plate loading tests on geogrid-reinforced earth slab. *Geosynthetic'87 Conf.*, (pp. 216-225).
- Handy, R. L. (1985). The arch in soil arching. Journal of Geotechnical Engineering, 111, 302-318.
- Hor, B. (2012). Evaluation et réduction des conséquences des mouvements de terrains sur le bâti: approches expérimentale et numérique. Ph.D. dissertation, Lyon, INSA.
- Huckert, A. (2014). Approches expérimentale et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétiques sur cavités et inclusions rigides. Ph.D. dissertation, Université de Grenoble.
- Huckert, A., Garcin, P., Villard, 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*.
- Iglesia, G. R., Einstein, H. H., & Whitman, R. V. (2014). Investigation of soil arching with centrifuge tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 140, 04013005.
- INERIS. (2016). Guide sur les solutions de mise en sécurité des cavités souterraines abandonnées d'origine anthropique. *Rapport d'étude, DRS-15-149564-02401A*, 78 pages.
- Ismail, M. A., Joer, H. A., Randolph, M. F., & Meritt, A. (2002). Cementation of porous materials using calcite. *Geotechnique*, *52*, 313-324.
- Kempfert, H. G., Zaeske, D., & Alexiew, D. (1999). Interactions in reinforced bearing layers over partial supported underground Interaction de couches de sol porteuses, armees, avec un sous sol qui par endroit ne cede pas. Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure: Theory and Practice, Planning and Design, Construction and Maintenance: Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, Netherlands, 7-10 June 1999, 3, p. 1527.
- Kimura, T., Takemura, J., Hiro-oka, A., & Okamura, M. (1994). Mechanical behaviour of intermediate soils. *International conference, Centrifuge 94; Singapore*, 13-24.
- Ladanyi, B., & Hoyaux, B. (1969). A study of the trap-door problem in a granular mass. *Canadian Geotechnical Journal*, 6, 1-14.

- Lambert, C. (2012). Mise en sécurité d'effondrement de cavités souterraines situé en domaine privé dans le département du Nord (59). *Rapport d'étude INERIS, DRS-12-128945-07936A*.
- Lawson, C. R., & Yee, T. W. (2011). Serviceability limits for basal reinforced embankments spanning voids. Dans *Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering* (pp. 3276-3285).
- Le Hello, B. (2007). Renforcement par géosynthétiques des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. Ph.D. dissertation, Université Joseph-Fourier-Grenoble I.
- Leonard, C. (2005). Évaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées. Séminaire de restitution et de valorisation des travaux INERIS — Réseau des LPC, École nationale des ponts et chaussées, Paris, France.
- Mandel, J. (1962). Essais sur modèles réduits en mécanique des terrains: Etude des conditions de similitude.
- Marston, A., & Anderson, A. (1913). *The theory of loads on pipes in ditches: and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe* (Vol. 31). Iowa State College of Agriculture and Mechanic Arts.
- Mitchell, R. J. (1986). Centrifuge model tests on backfill stability. *Canadian Geotechnical Journal, 23,* 341-345.
- Nancey, A., & Delmas, P. (2019). Renforcement de base de remblais sur zone à risque d'effondrements nouvelle norme XP G38063 . 12èmes Rencontres Géosynthétiques 11 au 13 mars, Nancy, France.
- Nghiem, H.-L. (2015). Evaluation des dommages induits par des mouvements de terrain sur des structures en maçonnerie à l'aide de la modélisation physique. Ph.D. dissertation, Université Grenoble Alpes.
- Perrier, H. (1983). Sol bicouche renforcé par géotextile. Laboratoire Central des Ponts et Chausees (LCPC).
- Phillips, E. (1869). *De l'equilibre des solides élastiques semblables*. CR Acad. Sci., Paris, vol. 68, pp. 75-79.
- POPA, H., GAUDIN, C., GARNIER, J., THOREL, L., POUYA, A., & REIFFSTECK, P. (2003). Interaction fondation superficielle-paroi de soutenement: modelisation experimentale numerique. Fondsup 2003, Symposium international sur les fondations superficielles, Paris, France, 5-7 novembre 2003 : Volume 1, 1.
- Roscoe, K. H. (1968). Soils and model tests. Journal of strain analysis, 3, 57-64.
- Rossato, G., Ninis, N. L., & Jardine, R. J. (1992). Properties of some kaolin-based model clay soils. *Geotechnical Testing Journal*, *15*, 166-179.
- Schwerdt, S., Mexer, N., & Paul, A. (2004). Die Bemessung von Geokunststoffbewehrungen zur Ueberbrueckung von Erdeinbruechen (BGE-Verfahren)/The design of geosynthetic reinforcements for protection against surface collapse into underground voids. *Bauingenieur, 79*.
- Stone, K. J., & Wood, D. M. (1992). Effects of dilatancy and particle size observed in model tests on sand. *Soils and Foundations*, *32*, 43-57.

- Tanaka, H., Tanaka, M., & SHIWAKOTI, D. I. (2001). Characteristics of soils with low plasticity: Intermediate soil from Ishinomaki, Japan and lean clay from Drammen, Norway. *Soils and foundations*, *41*, 83-96.
- Taylor, R. N. (1995). Centrifuges in modelling: principles and scale effects. *Geotechnical centrifuge technology*, 19-33.
- Terzaghi, K. (1936). Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door. *Proc*1st International Conference of Soil Mechanics, Harvard University, Cambridge (USA), 1:307

   311.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, New York. *Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, New York.*
- Van Santvoort, G. P. (1994). Geotextiles and geomembranes in civil engineering. CRC Press.
- 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*, 57-78.
- VIC-3D. (2010). Testing guide, projection error, bias and noise. www.correlatedsolution.com.
- Villard, P. A., & Briancon, L. A. (2008). Design of geosynthetic reinforcements for platforms subjected to localized sinkholes. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 196-209.
- Villard, P., Huckert, A., & Briançon, L. (2016). Load transfer mechanisms in geotextile-reinforced embankments overlying voids: Numerical approach and design. *Geotextiles and Geomembranes*, 44, 381-395.
- Weber, J.-D. (1971). Les applications de la similitude physique aux problèmes de la mécanique des sols. (Eyrolles, Gauthier-Villars, Paris) pp. 22–26.
- Yun-Min, C., Wei-Ping, C., & Ren-Peng, C. (2008). An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes*, *26*, 164--174.
- Zaeske, D. (2002). Calculation and behaviour of unreinforced and reinforced bearing layers over point-or lineshaped bearing elements. *Bauingenieur*, 77.
- Zhu, B., Gao, D., Li, J.-c., & Chen, Y.-m. (2012). Model tests on interaction between soil and geosynthetics subjected to localized subsidence in landfills. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A, 13*, 433-444.

## **Documents normatifs**

- ISO/TR 20432, mars 2007. Lignes directrices pour la détermination de la résistance à long terme des géosynthétiques pour le renforcement des sols.
- NF EN ISO 10318, mai 2006. Géosynthétiques. Termes et definitions.
- NF EN ISO 10319, août 2008. Géosynthétiques Essai de traction des bandes larges.
- NF EN ISO 12957-1, septembre 2005. Géosynthétiques. Détermination des caractéristiques de frottement Partie 1 : Essai de cisaillement direct.
- NF EN 1990, Eurocode 0 Bases de calcul des structures avec son Annexe nationale (NF P 06-100-2) et son amendement NF EN 1990/A1 avec son Annexe nationale NF EN 1990/A1/NA
- NF P 94270, juillet 2009. Calcul géotechnique Ouvrage de soutènement Remblais renforcés et massifs en sol cloué.
- NF P 11-300, 1992. Norme Française, Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières.
- NF P 94-074, octobre 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 P94-093, octobre 2014. Sols : Reconnaissance et essais Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor Normal Essai Proctor modifié.
- PR XP G 38063-2, mars 2019. « Renforcement de la base de remblais » Géosynthétiques Géotextiles et produits apparentés Renforcement de la base de remblais sur zones à risques d'effondrements Justification du dimensionnement et éléments de conception.
- XP G 38064, août 2010. Utilisation des géotextiles et produits apparentés. Murs inclinés et talus raidis en sol renforcés par nappes géosynthétiques Justification du dimensionnement et éléments de conception.

## **ANNEXES**

Annexe A : Méthodes de dimensionnement d'un renforcement géosynthétique sur cavité

Annexe B : Résultats des essais triaxiaux et des essais Proctor sur le mélange sable – kaolin

Annexe C : Discussion des mesures de contrainte sur le modèle physique 3D

Annexe D : Discussion des mesures de radar

Annexe E : Discussion des effets de bord sur les mesures des déplacements du sol lors des essais à la trappe

## Annexe A : Méthodes de dimensionnement d'un renforcement géosynthétique sur cavité

Cette annexe regroupe les principales étapes de dimensionnement pour chaque méthode de dimensionnement analytique d'un géosynthétique pontant une cavité potentielle citée au chapitre 2.

Nous ferons ici référence aux travaux menés dans le cadre du programme de recherche RAFAEL (Giraud, 1997; Gourc et Villard, 2000) et leurs améliorations par Villard et Briançon (2008), aux recommandations allemandes EBGEO (2011), aux développements présentés dans le cadre de la norme anglaise BS8006 (2010) et aux formulations récentes issues du projet GeoInov (Huckert, 2014).

## A-1: Programme de recherche français RAFAEL

Les principales étapes de dimensionnement sur cavité selon la méthode RAFAEL comprennent :

1) Le choix d'une valeur limite admissible de tassement différentiel en tête de remblai  $\frac{d_{s,max}}{D_s}$ , avec  $D_s$  égal au diamètre B de la cavité (effondrement cylindrique).

Différents exemples de critères permettant de définir les valeurs de  $d_s/D_s$  sont proposés au Tableau 2-4 selon le type de projet.

- 1) Calcul de la flèche maximale admissible du géosynthétique ( $f_{max}$ ) après avoir estimé la valeur du coefficient de foisonnement du sol de remblai  $C_e$ . Une valeur entre 1,01 et 1,1 de  $C_e$  est généralement utilisée.
  - Pour une cavité circulaire

$$f_{max} = d_{s,max} + 2H(C_e - 1)$$

- Pour une tranchée rectiligne

$$f_{max} = d_{s,max} + 3H(C_e - 1)$$

2) Calcul de la déformation admissible du géosynthétique en utilisant :

$$\varepsilon_{max} = \frac{8}{3} \frac{f_{max}^2}{B^2}$$

3) Calcul de la charge verticale agissant sur le géosynthétique au droit de la cavité :

$$q = \frac{B(\gamma - \frac{\alpha C}{B})}{\alpha K \tan \phi} \left( 1 - e^{\alpha K \tan \phi \frac{H}{B}} \right) + p e^{\alpha K \tan \phi \frac{H}{B}}$$

Le coefficient  $\alpha$  dépend de la géométrie de la cavité,  $\alpha$  égal à 4 pour une cavité circulaire et 2 dans le cas d'une cavité longitudinale. Le paramètre  $K = K_a$  et p est une éventuelle surcharge en surface.

4) Calcul de la tension maximale  $T_{max}$  du géosynthétique :

$$T_{max} = \frac{qB}{2} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon_{max}}}$$

5) Calcul de la longueur d'ancrage :

$$L = \frac{T_{max}}{\gamma H \left( \tan \delta_i + \tan \delta_s \right)}$$

Où  $\delta_i$  et  $\delta_s$  sont les angles de frottement inférieur et supérieur aux interfaces sol/géosynthétique.

## A-2 : Amélioration de la méthode RAFAEL par Villard et Briançon (2008)

Les nouveaux développements proposés par Villard et Briançon (2008) ont pour but de prendre en considération les déplacements et les déformations de la nappe géosynthétique dans les zones d'ancrage. Le comportement de la nappe est supposé élastique linéaire, et les lois de frottement considérées aux interfaces sol/géosynthétique dans les zones d'ancrage sont des lois de frottement de type Coulomb.

Les démarches et les équations principales de dimensionnement sont similaires à celles de la méthode RAFAEL, à l'exception du calcul de la tension maximale  $T_{max}$  du géosynthétique; celle-ci étant déterminée par la résolution itérative du système d'équations ci-dessous dont les deux paramètres  $\beta$  (une constante égale à la tangente de l'angle entre la nappe et l'horizontal au bord de la cavité) et  $U_A$  (le déplacement de la nappe en bord de la cavité) sont les inconnues.

$$\begin{cases} \frac{B}{4\beta} \left(\beta \sqrt{1 + \beta^2} + ArgSh \beta\right) - \frac{B}{2} = U_A + qB^2 \frac{3 + \beta^2}{12\beta J} \\ U_A = T_A/Jr \ (si \ U_A \le U_0) \ ou \ U_A = U_0 + (T_A^2 - T_B^2)/2J\tau_0 \ (si \ U_A > U_0) \end{cases}$$

Avec:

$$T_A = \left[ qB \frac{\sqrt{1+\beta^2}}{2\beta} \right] / \left[ e^{\alpha A t a n \beta \tan \delta_i} \right]$$

$$T_B = U_0 J r$$

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

$$\alpha = U_A / U_0 (si U_A \le U_0) \text{ et } \alpha = 1 (si U_A > U_0)$$

La détermination de  $\beta$  et  $U_A$  permet de calculer la tension maximale de la nappe géosynthétique en utilisant :

$$T_{max} = \frac{qB}{2\beta} \sqrt{1 + \beta^2}$$

## A-3: British Standard (BS8006: 2010)

Le British Standard propose un calcul simplifié qui ne prend pas en compte les mécanismes de report de charge sur les bords de la cavité. Les équations et principales étapes de dimensionnement correspondantes sont récapitulées ci-dessous :

1) Calcul de la largeur de la zone d'effondrement en surface  $D_s$ , en supposant un effondrement tronconique d'angle  $\theta$  supposé égal à l'angle de frottement interne du sol  $\emptyset$ :

$$D_s = B + \frac{2H}{\tan \emptyset}$$

- 2) Choix du rapport  $d_{s,max}/D_s$  selon le Tableau 2-4, et calcul de la valeur de  $d_{s,max}$ .
- 3) Calcul de la déformation maximale  $\varepsilon_{max}$  de la nappe :
  - Pour une cavité circulaire :

$$\varepsilon_{max} = \frac{8 \left(\frac{d_{s,max}}{D_s}\right)^2 D_s^6}{3R^6}$$

- Pour une cavité longitudinale :

$$\varepsilon_{max} = \frac{8 \left(\frac{d_{s,max}}{D_s}\right)^2 D_s^4}{3R^4}$$

4) Vérification en service de  $\varepsilon_{max}$ :

$$\varepsilon_{max} = \frac{8}{3} \frac{d_{s,max}^2}{B^2}$$

5) Calcul de la charge verticale agissant sur le géosynthétique au droit de la cavité :

$$q = \gamma H + p$$

6) Calcul de la tension maximale du géosynthétique :

$$T_{max} = 0.5 \,\mathrm{\lambda\,qB} \,\sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}}$$

Avec  $\lambda = 0.67$  pour une cavité circulaire et 1 pour une cavité longitudinale.

## A-4: Recommandations allemandes EBGEO

La méthode BGE reprend les principes généraux de dimensionnement décrits ci-dessus de la méthode RAFAEL, en tenant en plus compte :

- du caractère isotrope et anisotrope du renforcement géosynthétique
- de l'effondrement du sol suivant une zone plus ou moins tronconique sur la cavité

Les principales étapes de dimensionnement selon la méthode EBGEO se résument en :

1) La définition de l'angle  $\theta$  d'ouverture du cône de sol effondré, et le calcul de la largeur de la zone d'effondrement en surface  $D_s$  en utilisant :

$$D_s = B + \frac{2H}{\tan \theta}$$

- 2) Le choix du rapport  $d_{s,max}/D_s$  selon le Tableau 2-4, et le calcul de la valeur de  $d_{s,max}$ .
- 3) Calcul de la flèche maximale admissible du géosynthétique ( $f_{max}$ ) après avoir choisi la valeur du coefficient de foisonnement du sol de remblai  $C_e$ . Une valeur de 1,05 est généralement utilisée.
  - Pour une cavité circulaire

$$f_{max} = d_{s,max} + 2H(C_e - 1)$$

Pour une tranchée rectiligne

$$f_{max} = d_{s,max} + 3H(C_e - 1)$$

4) Calcul de la déformation admissible du géosynthétique en utilisant :

$$\varepsilon_{max} = \frac{8}{3} \frac{f_{max}^2}{B^2}$$

- 5) Calcul de la charge verticale agissant sur le géosynthétique au droit de la cavité :
  - Si H/B < 1

$$q = \gamma H + p$$

• Si 1 < H/B < 3

$$q = \frac{B(\gamma - \frac{\alpha c}{B})}{\alpha K \tan \phi} \left( 1 - e^{\alpha K \tan \phi \frac{H}{B}} \right) + p e^{\alpha K \tan \phi \frac{H}{B}}$$

• Si H/B > 3

Un phénomène d'arche peut se développer. La contrainte transmise sur le géosynthétique correspond dans ce cas au poids propre du sol sous un arc de hauteur h.

$$q = \gamma h$$

6) Calcul de la tension maximale du géosynthétique :

L'effort de traction est calculé en sens production (SP) et en sens travers (ST) de la nappe géosynthétique. Le calcul se fait par l'intermédiaire du rapport ( $\omega$ ) des raideurs du renforcement géosynthétique  $J_{SP}/J_{ST}$  dans le sens production et le sens travers.

$$T_{max,SP} = \frac{X_{SP} q B^2}{8 f_{max} \cos \alpha_{SP}}$$

$$T_{max,ST} = \frac{X_{ST} q B^2}{8f_{max} \cos \alpha_{ST}}$$

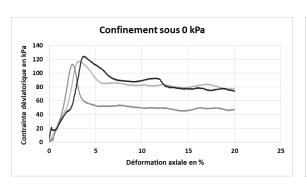
Où : 
$$X_{SP} = \frac{1}{1+\omega}$$
 et  $X_{ST} = 1 - X_{SP}$ 

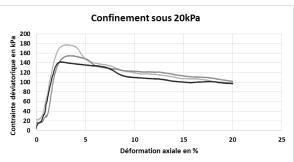
 $\alpha_{SP}$  et  $\alpha_{ST}$  sont les angles de changement de direction de la nappe aux bords de la cavité dans le sens production et travers respectivement.

## Annexe B : Résultats des essais triaxiaux et des essais Proctor sur le mélange sable – kaolin

## Résultats des essais triaxiaux :

Un mélange de 70% de sable, 30% de kaolin humidifié à 8% d'eau a été retenu comme sol cohésif pour les essais sur le modèle physique 3D. L'objectif de cette annexe est de détailler les résultats des essais triaxiaux réalisés selon la norme : NF P 94-074 sur ce mélange afin de déterminer ses propriétés mécaniques. Les essais triaxiaux du mélange reconstitué ont été réalisés sous faibles contraintes de confinement 0; 20 et 50 kPa, sur des éprouvettes de 100 mm de hauteur et 35 mm de diamètre. La masse volumique sèche moyenne de l'éprouvette préparée est de 15 kN/m³. Pour tenir compte du fait que les expérimentations au simulateur 3D sont suffisamment rapides pour que l'eau présente dans le sol n'ait pas le temps de s'échapper, les essais triaxiaux ont été réalisés dans les conditions non consolidé non drainé avec une vitesse de chargement de 1 mm/min.





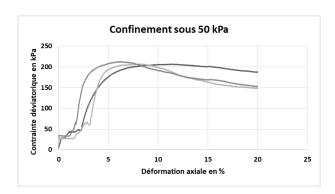


Figure B.1. Résultats des essais triaxiaux pour différentes valeurs du confinement

### • Résultats de l'essai Proctor :

Dans le cadre de cette étude, un compactage a été effectué selon le principe de l'essai Proctor normal (NF P 94-093) sur le mélange sable – kaolin. Le but de cet essai est d'étudier, dans les mêmes conditions de compactage, l'évolution de la densité sèche ( $\gamma_d$ ) du mélange de sol en fonction sa teneur en eau ( $\omega$ ). Un moule normalisé de 101,5 mm de diamètre et de 116,5 mm de hauteur a été utilisé. Le remplissage du moule est fait en 3 couches, l'ensemble de la surface est compactée pour chaque couche. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneur en eau, on définit ainsi plusieurs points d'une courbe ( $\gamma_d$ ,  $\omega$ ) présentée dans la Figure B.2. La teneur en eau optimale pour laquelle le sol atteint un  $\gamma_d$  maximal (de 18,12 kN/m³) est de 13,35%.

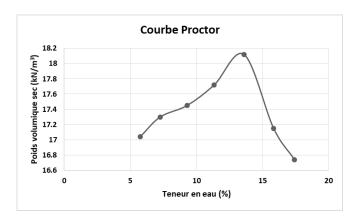


Figure B.2. Courbe Proctor normal pour le mélange sable (70%) – kaolin (30%)

# Annexe C : Discussion des mesures de contrainte sur le modèle physique 3D

Les mesures initiales de contrainte pour les premiers essais SF0, SK01 et SK02 réalisés sur le modèle physique 3D après remplissage et compactage du sol sont donnés au Tableau C.1. Les capteurs posés directement dans le sol sur le fond de la cuve du modèle physique mesurent des valeurs initiales clairement plus importantes que celles attendues égales à  $\gamma H$  (Tableau C.1). Les capteurs de contrainte tels qu'ils sont mis dans la cuve actuellement constituent des points rigides de concentration de charge au sein de la couche de sol. Cette modification de l'état réelle des contraintes rend difficile l'analyse de son évolution suite à l'ouverture de la cavité ou le chargement en surface. Une modification de la procédure de mise en place du capteur dans la cuve s'est avérée par conséquence indispensable.

Mesures expérimentales en kPa Valeur Essai théorique  $(\gamma H)$ C3 C2C4 **C**7 C8 C10 C13 Moyenne Variance **SK01** 10,848 5,969 3,626 | 7,725 4,498 7,199 5,960 6,547 5,619 1,65 **SK02** 2,368 6,397 4,213 2,628 1,331 4,980 1,848 3,395 3,415 1,65 SF0 2,350 3,327 0,919 2,322 4,058 1,804 3,612 2,627 1,212 1,52

Tableau C.1. Mesures initiales de contrainte avant le chemisage des capteurs

La méthodologie suivie pour améliorer la procédure de mise en place et vérifier le bon fonctionnement des capteurs de contrainte dans des conditions similaires à celles rencontrées dans le modèle physique 3D consiste à tester les capteurs dans une cuve de petites dimensions de 40 cm x 40 cm x 25 cm. Différentes procédures ont été étudiées afin d'évaluer les meilleures dispositions constructives à mettre en œuvre. La procédure adoptée pour tester le capteur consiste à le charger successivement par des couches de sol d'une épaisseur de 35 mm et de comparer, après chaque couche, la contrainte due au poids de sol à celle mesurée. Cinq hauteurs ont été testées : H = 35 ; 70 ; 105 ; 140 et 175 mm. Le sable de Fontainebleau a été utilisé pour cette vérification. Deux points essentiels sont étudiés dans les essais de vérification réalisés :

- L'emplacement du capteur : directement dans le sol ou encastré dans un logement spécifique (chemisage).
- La présence et/ou la procédure de compactage du sol au-dessus du capteur.

Le Tableau C.2 présente les différentes séries d'essais de vérification effectuées et les conditions de réalisation associées :

Tableau C.2. Programme d'essais réalisés pour valider les mesures des capteurs de contrainte

Série	Type de sol	Nombre d'essais	Chemisage	Compactage
A	Cable de Fantainableau	3	Non	Par couche
В	Sable de Fontainebleau	3	Oui	Par couche
C		1	Oui	Dernière couche

### • Série A:

La série A comporte 3 essais effectués avec du sable de Fontainebleau. Le sol a été mis en place en 5 couches successives de 3,5 cm d'épaisseur compactées après leur mise en œuvre. Le capteur de contrainte a été placé au fond de la cuve. Une première couche de sol de 2,6 cm d'épaisseur a été déposée autour du capteur pour constituer une nouvelle base horizontale avant de charger le capteur avec les cinq couches de sol (Figure C.1).

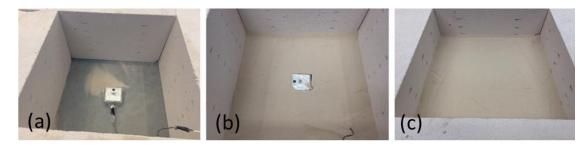


Figure C.1. Mise en place : (a) du capteur de contrainte, (b) du sol autour du capteur sur son épaisseur, (c) des couches de sol de 3,5 cm au-dessus du capteur

Le Tableau C.3 compare pour les trois essais réalisés les valeurs de la contrainte théorique  $\sigma_0 = \gamma H$ , due au poids propre de la couche de sol, et les valeurs  $\sigma_m$  de la contrainte mesurée par le capteur pour chacune des couches de sol mises en place.

Tableau C.3. Comparaison des mesures du capteur de contrainte avec les valeurs théoriques

Couche de sol	Valeurs théoriques de $\sigma_0$ (kPa)	Valeurs expérimentales avant compactage $\sigma_1$ (kPa)			Valeurs expérimentales après compactage $\sigma_1$ (kPa)		
		1	2	3	1	2	3
H= 35 mm	0,536	0,533	0,599	0,561	0,797	0,864	0,839
H= 70 mm	1,071	1,460	1,435	1,451	1,818	1,897	1,706
H= 105 mm	1,607	2,200	2,551	2,034	3,020	3,109	2,777
H= 140 mm	2,143	3,237	3,476	2,930	4,066	4,209	3,976
H= 175 mm	2,678	4,241	4,480	4,082	4,640	5,325	4,563

Comme attendu, les mesures  $\sigma_1$  du capteur de contrainte après la mise en place des couches de sol se sont relevées plus importantes que les valeurs théoriques  $\sigma_0$  qui correspondent à  $\gamma H$ . Cet écart augmente avec la hauteur de la couche de sol. Le capteur de contrainte tel qu'il est mis dans la cuve actuellement constitue un point rigide de concentration de charge au sein de la couche de sol. Le report de charge sur le capteur de contrainte devient plus important après le compactage de la couche de sol, la valeur de  $\sigma_1$  atteint le double de  $\sigma_0$  pour une couche de 17,5 cm.

On notera toutefois que l'amplitude de l'interaction sol/capteur et la qualification de l'effet d'inclusion sur la mesure de contrainte effectuée reste très difficile à établir d'une façon générale. Il dépend de nombreux paramètres liés à sa mise en place et aux caractéristiques physiques du capteur (géométrie, conditions d'étalonnage...) et ceux du sol (rigidité et granulométrie, etc.) (Berthoz, 2013).

### Série B :

Pour minimiser l'erreur sur la mesure de contrainte, la solution proposée consiste à insérer le capteur de contrainte dans un logement spécifique réalisé dans une plaque de bois (chemisage) afin d'éviter que le capteur ne soit noyé dans le sol et constitue un point rigide de concentration de charge. La plaque de bois utilisée définit un nouveau support dans lequel le capteur de contrainte affleure la surface. Le chemisage proposé est constitué de deux demi plaques de bois superposées de 10 et 15 mm respectivement. Les deux plaques de bois sont ajourées pour installer le capteur de contrainte, et sont munies d'une rayure profonde par laquelle passent les câbles du capteur de contrainte. L'assemblage réalisé est présenté Figure C.2:



Figure C.2. Mise en place du capteur de contrainte dans le chemisage en bois

La série B comporte 3 essais effectués avec du sable de Fontainebleau. Le sol a été mis en place à l'état lâche en 5 couches successives de 3,5 cm d'épaisseur compactées directement après leur mise en œuvre. Cette série a pour but de vérifier l'utilité de la mise en place du capteur dans le chemisage. Les mesures de la contrainte  $\sigma_1$  ont été répétées pour les différentes couches de sol avant et après compactage, la comparaison des valeurs de  $\sigma_1$  et celles de  $\sigma_0$  est donnée par le Tableau C.4 :

Tableau C.4. Influence de l'effet de chemisage sur les mesures du capteur de contrainte

Couche de sol	Valeurs théoriques	Valeurs expérimentales avant compactage		Valeurs expérimentales après compactage			
Couche de soi	$\begin{array}{c c} \mathbf{de} \\ \boldsymbol{\sigma_0} \text{ (kPa)} \end{array}$	$\sigma_1$ (kPa)			$\sigma_1$ (kPa)		
		1	2	3	1	2	3
H= 35 mm	0,536	0,542	0,446	0,657	0,539	0,580	0,526
H= 70 mm	1,071	1,381	1,537	1,671	0,918	1,004	0,989
H= 105 mm	1,607	2,519	2,360	2,790	1,508	1,476	1,531
H= 140 mm	2,143	3,029	2,459	3,374	2,232	2,054	2,232
H= 175 mm	2,678	3,524	2,510	4,031	2,838	2,691	2,742

Pour la première couche de 35 mm,  $\sigma_1$  est trouvé égale à  $\sigma_0$  avant et après compactage, le compactage dans ce cas n'a aucune influence sur les mesures du capteur. Avec l'augmentation du nombre de couches de sol, l'écart entre  $\sigma_1$  et  $\sigma_0$  augmente avant compactage. Contrairement au cas sans chemisage, cet écart disparait une fois que la couche de sol est compactée, les valeurs de  $\sigma_1$  deviennent pratiquement égales à celles attendues de  $\sigma_0$ . Le compactage dans ce cas a un rôle important pour éliminer /réduire tout effet de voute ou report de charge au sein de la couche de sol au-dessus du capteur. La mise en place du capteur de pression dans le chemisage (plaque en bois), permet de retrouver les valeurs théoriques  $\sigma_0$  dans les conditions d'une couche de sol compactée.

#### Série C :

Pour étudier l'effet du compactage en une seule couche sur les mesures du capteur de contrainte, une troisième série d'essais a été réalisée. Cette série comporte un essai dans lequel une couche de sol de 17,5 cm a été versée directement sur le capteur de contrainte. Suite à la mise en place de la couche de sol, le capteur de contrainte mesure une valeur  $\sigma_1$  = 3,906 kPa une fois et demie plus importante que la valeur théorique attendue  $\sigma_0$  = 2,678 kPa. Après compactage cet écart diminue et le capteur de contrainte affiche une mesure de 3,035 kPa légèrement supérieure à  $\sigma_0$ .

Pour conclure, les mesures de contrainte se révèlent directement liées à la façon de compacter le sol. Un compactage par couches semble convenable pour des mesures plus fiables de la contrainte au sein de la couche de sol. Le compactage par couches est donc recommandé pour les essais sur le modèle physique 3D, où une plaque en bois couvrant toute la cuve a été utilisée pour recevoir les capteurs de contrainte.

## Annexe D: Discussion des mesures de radar

Cette annexe présente l'ensemble des essais réalisés pour vérifier et améliorer la fiabilité des mesures de distance par le radar dans les conditions d'expérimentations sur le modèle physique 3D.L'effet de l'état de surface et de la couleur de l'objet à détecter (obstacle) ainsi que l'intensité de l'éclairage (très faible dans la zone de mesure limitée par les vérins et la couche de sol) sur la qualité des mesures de distance ont été investigués.

Dans un premier essai RV1, le radar a été mis en face d'un obstacle (plaque en bois) à une distance connue de 178 mm. L'essai consiste à comparer cette distance à celle mesurée par le radar. Les résultats de mesures du radar sont donnés à la Figure D.1. La moyenne des mesures est de 178,24 mm ± 3,27, le radar est donc jugé fiable.

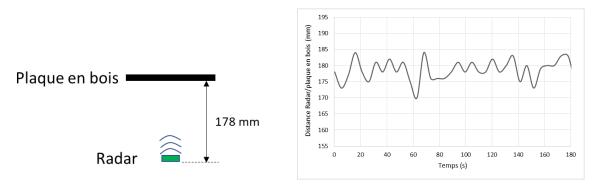


Figure D.1. Résultats des mesures du radar dans le cas d'une plaque en bois

Un deuxième essai RV2 a été réalisé en remplacent l'obstacle constitué d'une plaque en bois dans l'essai RV1, par un échantillon de géosynthétique similaire à celui utilisé dans les essais sur le modèle 3D. La distance entre le radar et l'échantillon du géosynthétique est toujours de 178 mm. Les mesures du radar sont fortement perturbées, un écart maximal de l'ordre de 30 mm est enregistré entre les mesures avec une moyenne de 172,56 mm  $\pm$  6,35 (Figure D.2). La couleur noire très absorbante de la surface du géosynthétique a donc un effet important sur les mesures du radar.

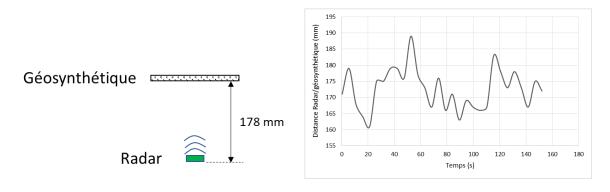


Figure D.2. Résultats des mesures du radar dans le cas d'un géosynthétique

Un troisième essai RV3 a été réalisé en colorant en jaune la surface du géosynthétique en face du radar. L'échantillon du géosynthétique est toujours à 178 mm du radar. Cette fois ci, les mesures du radar sont fiables dans les conditions de cet essai avec une distance moyenne mesurée de 178,84 mm  $\pm$  2,58 (Figure D.3). La coloration du géosynthétique améliore sensiblement les mesures du radar. La partie du géosynthétique faisant face au radar dans les essais sur le modèle physique doit être colorée.

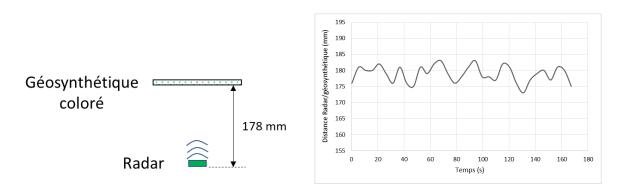


Figure D.3. Résultats des mesures du radar dans le cas du géosynthétique coloré

Pour étudier l'effet de l'éclairage sur la qualité des mesures du radar, le dispositif de l'essai RV3 (le radar avec le géosynthétique coloré) ont été placé dans un milieu obscur. Les mesures du radar montrent une distance de  $177,52 \text{ mm} \pm 2,21 \text{ mm}$  (Figure D.4). L'éclairage a donc un effet très limité, la coloration du géotextile suffit pour avoir des mesures fiables.

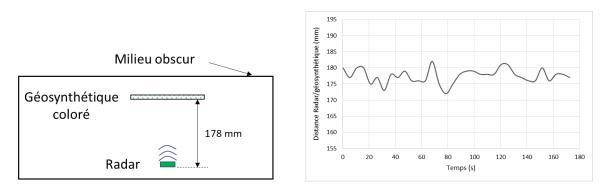


Figure D.4. Résultats en milieu obscur des mesures du radar dans le cas du géosynthétique coloré

# Annexe E : Discussion des effets de bord sur les mesures des déplacements du sol lors des essais à la trappe

Pour étudier l'influence des conditions aux limites du modèle physique à la trappe sur les mesures de déplacements et de déformations du sol à travers la paroi transparente, deux caméras ont été fixées pour suivre le mouvement du sol en surface pendant l'abaissement de la trappe. L'objectif de ce test est de comparer le mouvement vertical du sol toute la largeur de la trappe, entre les zones proches et plus éloignées des bords de la trappe.

La Figure E.1 présente les champs de déplacements verticaux dans le cas d'un sol granulaire de 10 cm d'épaisseur en présence d'un renforcement géosynthétique. Un déplacement vertical maximal de 13,1 mm, est mesuré aux bords du modèle. En revanche, un déplacement de 11,3 mm est trouvé au centre de la trappe. L'écart entre les deux déplacements reste faible et peut être également lié au compactage du sol. L'influence du frottement sur les bords du modèle à la trappe est donc faible.

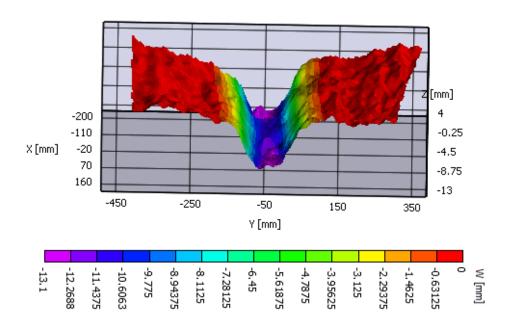


Figure E.5. Représentation 3D du champ de déplacement vertical W (mm) sur la surface déformée de la cuvette d'affaissement