Proceedings of the XVII ECSMGE-2019
Geotechnical Engineering foundation of the future
ISBN 978-9935-9436-1-3
© The authors and IGS: All rights reserved, 2019
doi: 10.32075/17ECSMGE-2019-0719

XVII European Conference
ECSMGE 2019
Reykjavik
on Soil Mechanics
and Geotechnical Engineering

Etude expérimentale du renforcement d'une cavité par géosynthétique en présence d'un remblai cohésif

Experimental study of cavity reinforced by geosynthetic with cohesive soil

M. Hassoun
Ineris-3SR, Verneuil-en-Hallate, France

M. Al Heib, R. Fakih
Ineris, Verneuil-en-Hallate, France

F. Emeriaut, P. Villard
3SR, Univ. Grenoble Alpes, Grenoble INP, Grenoble, France

ABSTRACT: The purpose of this paper is experimental study to test the model of Huckert et al. (2013), developed to design a geosynthetic layer in the presence of a cohesive soil. The experimental device used (trapdoor) allowed the creation of a cavity under a reinforced natural soil. 6 tests (repeated 3 times) have been carried out with a cohesive natural soil with or without reinforcement. Ground motion and geosynthetic layer displacements have been performed using image correlation technique. At the opposite of a granular soil layer reinforced by geosynthetic, the failure and collapse of a cohesive layer is brutal with the creation of blocks, loading the geosynthetic layer in the form of a set of point forces. The experimental results are compared to the analytical results based on the model of Huckert et al. (2013). The obtained results clearly show the ability of the analytical model to reproduce the behavior of reinforced cohesive soil but also the need for improvement to better take into account the block collapse behavior of the soil.

RÉSUMÉ : L'objectif de cette communication est de réaliser une étude expérimentale pour tester le modèle de Huckert et al. (2013), développé pour dimensionner une nappe de géosynthétique en présence d'un sol cohésif. Le dispositif expérimental utilisé (modèle dit à la trappe) a permis la création d'une cavité sous une couche de sol naturel renforcée. 6 tests (répétés 3 fois) ont été réalisés avec un sol cohésif (sol naturel limoneux) avec ou sans renforcement. Le suivi du mouvement du sol et de la nappe a été réalisé par une technique de corrélation d'images. Par opposition au mode de rupture d'une couche de sol granulaire renforcée par géosynthétique, la rupture d'une couche cohésive est brutale sous forme de blocs qui sollicitent la nappe géosynthétique par un ensemble de forces ponctuelles. Les résultats expérimentaux ont été comparés aux résultats analytiques basés sur le modèle de Huckert et *al.* (2013). Les résultats obtenus ont clairement montré la capacité du modèle analytique à reproduire le mode d'effondrement du remblai renforcé cohésif mais également la nécessité d'une amélioration pour mieux prendre en compte la cinématique d'effondrement en blocs du sol sur la nappe.

Keywords: Geosynthetic, cohesive soil, trapdoor, image correlation

1 INTRODUCTION

L'effondrement du toit d'une cavité souterraine de faible diamètre située à faible profondeur conduit à des fontis ou à des affaissements de surface (Figure 1) qui représentent un risque pour les biens et les personnes. De nombreuses techniques de réduction et de suppression de l'aléa fontis sont fréquemment proposées (Galve et *al.*, 2012, Zhou and Beck, 2008, Tritsch et *al.*, 2004) : comblement total ou partiel, injection et consolidation, etc.

Le choix de la technique de mitigation du risque repose sur des critères techniques et économiques : traiter, surveiller ou déplacer les enjeux. L'exécution de ces solutions se heurte à des conditions techniques et économiques (coût, surface d'intervention, volume et état des cavités). Le renforcement par une nappe de géosynthétique est de plus en plus fréquemment proposé.



Figure 1. Effondrement localisé au droit d'une ancienne mine de fer de Lorraine (Ineris)

2 METHODE DE DIMENSIONNEMENT

La conception et le dimensionnement d'une nappe de géosynthétique au-dessus d'une cavité naturelle ou anthropique s'appuient sur plusieurs données géométriques et géotechniques telles que les dimensions de la cavité en contact avec la nappe, la nature et la hauteur de la couche de sol au-dessus de la cavité (remblai), le tassement maximal admissible en fonction de l'utilisation potentielle, la méthode de mise en place du géosynthétique, le mécanisme de transfert de charges, etc. Plusieurs méthodes de dimensionnement existent (Delmas et *al.*, 2015) qui prennent en compte à différents degrés ces données. Néanmoins, le dimensionnement du géosynthétique pour un sol cohésif reste au stade de la recherche. Peu de références existent pour ce type de sol. Huckert *et al.* (2013) sont les premiers à avoir établi un modèle analytique à partir d'une expérience in situ et d'une modélisation numérique (Figure 2) dans le cas d'une cavité 2D de type tranchée. Ils ont fait l'hypothèse que, lorsque la rupture du sol se produit, la charge est transmise à la nappe géosynthétique par deux forces ponctuelles (2P) fonction du poids de sol effondré sur la nappe et de la surcharge en surface. Pour prendre en compte les conditions d'ancrage de part et d'autre de la cavité (glissement et extension de la nappe) un déplacement U_A en bordure de cavité est autorisé. 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 de corréler cette distance 2l à la variable l1 qui caractérise la largeur de la zone chargée en surface, à la hauteur du remblai H et à ϕ l'angle de frottement interne du sol par l'expression : $2l = l1 + 2H \tan\phi$.

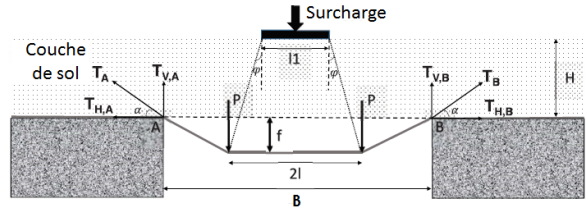


Figure 2. Schéma de principe de la méthode de dimensionnement proposée par Huckert (2014) avec : B la largeur de la cavité, f la flèche maximale du géosynthétique, 2P les forces verticales définies par mètre de largeur résultant du poids du sol effondré sur la nappe et de la surcharge en surface et α l'angle au voisinage de la cavité entre le géosynthétique et l'horizontale tel que $\tan\alpha = T_V/T_H$ avec T_V et T_H les composantes verticales et horizontales des efforts de traction du géosynthétique.

Grâce à ce modèle, on peut déterminer la composante horizontale de la force de traction T_H pour un chargement 2P donné en résolvant l'équation suivante :

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

La flèche (f), les efforts de traction au voisinage de la cavité (T) et la déformation du géosynthétique (ε) sont déterminés par les formules suivantes :

$$f = \frac{P}{T_H}(\frac{B}{2} - l) \quad (2)$$

$$T_A = T_B = T_{max} = T_H\sqrt{1+(\frac{P}{T_H})^2} \quad (3)$$

$$\varepsilon_A = \frac{T_A}{J} \quad (4)$$

3 TESTS D'EFFONDREMENT À ÉCHELLE RÉDUITE RÉALISÉS EN LABORATOIRE

Afin de tester le modèle analytique proposé par Huckert et *al.* (2013), des expériences à échelle réduite ont été menées avec le dispositif expérimental dit à la trappe présenté sur la Figure 3. Ce dispositif comprend une cuve parallélépipédique constituée, sur le pourtour, de panneaux en bois de 12 mm d'épaisseur et munie sur la face avant d'une plaque transparente de plexiglas de 5 mm d'épaisseur. Le fond de la cuve est constitué d'un panneau d'une longueur de 1 m et d'une largeur de 0,40 m. En son centre, une trappe de 0,20 x 0,40 m peut se déplacer verticalement à une vitesse constante de 1 mm/min pour simuler un effondrement. Des photos de la face avant sont prises par une caméra numérique à intervalles réguliers. La technique de corrélation d'images (DIC) est utilisée pour étudier la cinématique d'effondrement de la couche argileuse et le comportement du géosynthétique de renforcement. Après l'abaissement de la trappe, une surcharge linéaire (Q) est appliquée à la surface du sol, sur 5 cm de largeur (Figure 3).

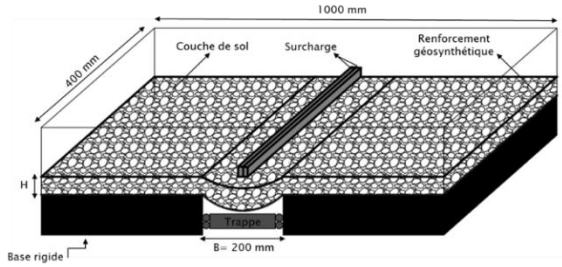


Figure 3. Dispositif expérimental (trappe) permettant de simuler un effondrement sous remblai

3.1 Caractéristiques mécaniques du sol et du renforcement

Une membrane élastique souple de 2 mm d'épaisseur constituée de caoutchouc a été utilisée. Elle est considérée isotrope et présente les mêmes caractéristiques dans toutes les directions. Pour déterminer sa résistance et sa raideur à la traction, des essais ont été réalisés à l'aide d'un équipement spécifique (cellule de charge et extensomètre). Pour le niveau de déformation atteint lors des expérimentations à la trappe, la rigidité sécante en traction de la nappe a été estimée à 10 kN/m. Un mouchetis projeté sur la tranche de la membrane permet de suivre ses déplacements verticaux et horizontaux par la technique de corrélation d'images. Le sol utilisé est un sol naturel (limon) dont les propriétés mécaniques (Tableau 1) ont été déterminées en laboratoire à partir d'essais triaxiaux (non consolidés, non drainés) menés à faible confinement.

Tableau 1. Caractéristiques du sol

Densité sèche du sol	γ=13,8 kN/m^3
Angle de frottement	ϕ=35°
Cohésion	C=5,5 kPa
Teneur en eau	W=15%

3.2 Tests réalisés

Chaque test (tests 1 à 6) a été répété 3 fois. Trois épaisseurs de la couche de sol ont été testées (H=15, 10 et 5 cm) pour les cas renforcés (AR) et non renforcés (SR), avec ou sans surcharge appliquée en surface (Tableau 2).

Tableau 2. Caractéristiques des tests

Numéro du test	H (cm)	H/B	Condition
Test 1	5	0,25	SR
Test 2			AR
Test 3	10	0,5	SR
Test 4			AR
Test 5	15	0,75	SR
Test 6			AR

3.3 Détermination de la déformée, des forces de traction et des charges verticales agissant sur le renforcement

La déformée de la nappe de géosynthétique a été déterminée à partir des valeurs de déplacements horizontaux et verticaux mesurées en différents points de la nappe grâce à la corrélation d'images (Figure 4, Hassoun et *al.*, 2018). Celle-ci est calculée entre deux points successifs i et i + 1 de la nappe en comparant leurs coordonnées initiales $[(x_i, y_i)$ et $(x_{i+1}, y_{i+1})]$ et leurs coordonnées après abaissement de la trappe $[(x'_i, y'_i)$ et $(x'_{i+1}, y'_{i+1})]$.

La déformation $\varepsilon_{i,i+1}$entre les points i et i + 1 est obtenue par :

$$\varepsilon_{i,i+1} = \varepsilon_j = \sqrt{\frac{((x'_{i+1}-x'_i)^2+(y'_{i+1}-y'_i)^2)}{((x_{i+1}-x_i)^2+(y_{i+1}-y_i)^2)}} - 1 \quad (5)$$

En considérant un comportement linéaire, la force de traction induite définie par unité de largeur du géosynthétique est ensuite définie par :

$$T_j = J(\varepsilon)\varepsilon_j \quad (6)$$

Connaissant les positions finales des points de la nappe de géosynthétique, l'inclinaison de la nappe par rapport à la direction horizontale peut être déterminée en tout point par :

$$tan\,\alpha_j = (y'_{i+1} - y'_i)/(x'_{i+1} - x'_i) \quad (7)$$

En utilisant la force de traction induite et l'inclinaison de la nappe géosynthétique dans les équations (6 et 7), la composante verticale de la force de traction peut être calculée par :

$$T_{v,j} = T_j\, sin\,\alpha_j \quad (8)$$

Enfin, la charge verticale agissant en tout point de la nappe de géosynthétique au dessus de la cavité est obtenue par :

$$q_{j,j+1} = q_k = \frac{\Delta T_v}{\Delta x} = \frac{T_{v,j+1}-T_{v,j}}{x_{j+1}-x_j} \quad (9)$$

Où q_k exprimé en kN/m^2 est la contrainte verticale agissant sur le tronçon de nappe défini entre les points j et j+1. La différence d'abscisse entre deux points est notée par Δx et la variation associée de la composante verticale de la force de traction par ΔT_v.

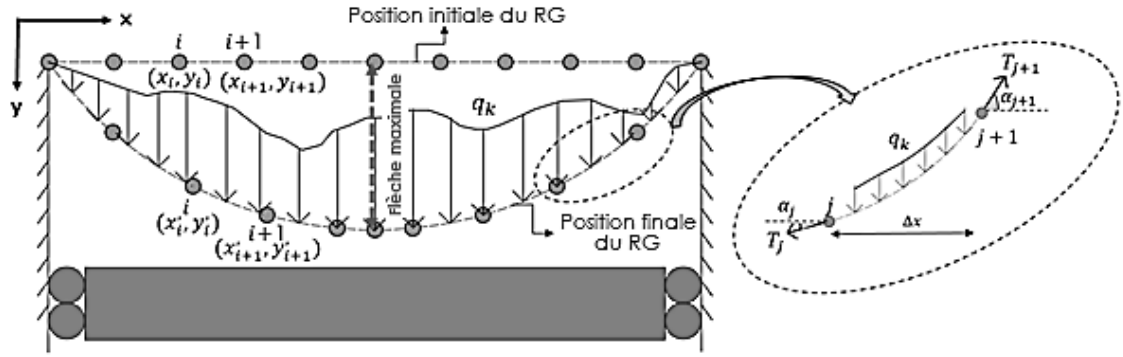


Figure 4. Position initiale et après déformation de la nappe géosynthétique et principe de discrétisation utilisé afin de calculer les déformations de la nappe géosynthétique

3.4 Analyse des résultats

Les essais ont été réalisés pour trois hauteurs de la couche de sol (Tableau 2, H=5 cm, 10 cm et 15 cm). Chaque test est répété trois fois avec et sans renforcement. Les résultats présentés sont les valeurs moyennes des trois répétitions.

3.4.1 Tests sans renforcement « tests 1, 3 et 5 »

Sans chargement

Lorsque la trappe est mise en mouvement, avant le chargement, on remarque que le sol ne se rompt pas et assure sa propre stabilité grâce à sa cohésion (Figure 5). Dans ce cas, la couche de sol naturel se comporte comme une dalle auto-stable en flexion. Pour une couche de 5 cm, la déflexion maximale à la base *db* est de 0,54 mm et la déflexion en surface *ds* de 0,44 mm. Ces valeurs sont très faibles et très proches et correspondent à un comportement relativement élastique de la couche de sol.

Avec chargement

La surface du sol a progressivement été chargée sur une largeur de 5 cm au centre de la cavité, ce chargement étant appliqué pour provoquer l'effondrement de la couche de sol. Pendant l'essai, la trappe est placée à la position la plus basse afin de permettre à la couche de sol de se déplacer librement (Figure 5).

Pour H/B = 0,25, une charge de 44 N provoque la rupture (Figure 6a). Les angles de rupture (par rapport à l'horizontale) de la couche de sol varient entre 30° et 32°. Le coefficient de foisonnement moyen est de 1,19. Il est calculé en comparant les volumes du sol effondré dans la cavité (volumes des blocs ayant foisonné) par rapport au volume initial du sol au dessus de la trappe. Pour H/B=0,5 (Figure 6b), la charge de rupture est Q=195 N. La zone de rupture est de forme trapézoïdale, avec des angles de rupture à peu près symétriques d'environ 53°. Le coefficient de foisonnement mesuré est de 1,3, il est plus grand que celui obtenu dans le cas précédent. Pour H/B=0,75, la charge de rupture est Q=295 N. La zone de rupture est également de forme trapézoïdale, le coefficient de foisonnement est de 1,31.

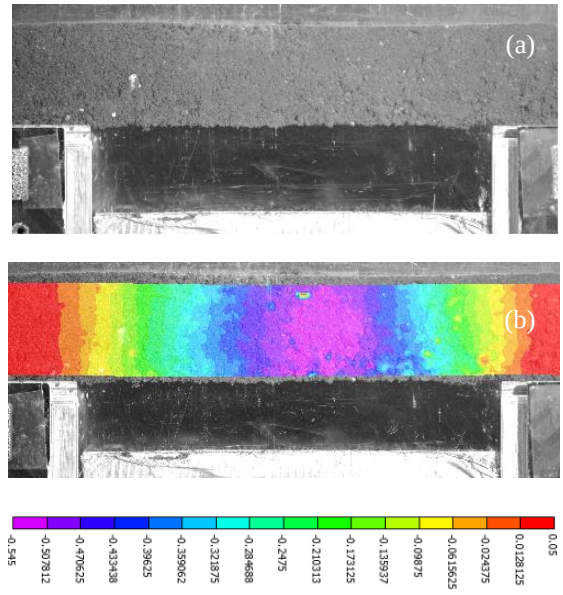


Figure 5. (a) Couche de sol naturel de hauteur H=5 cm non renforcée (b) Déplacement vertical (en mm) de la couche du sol avant le chargement

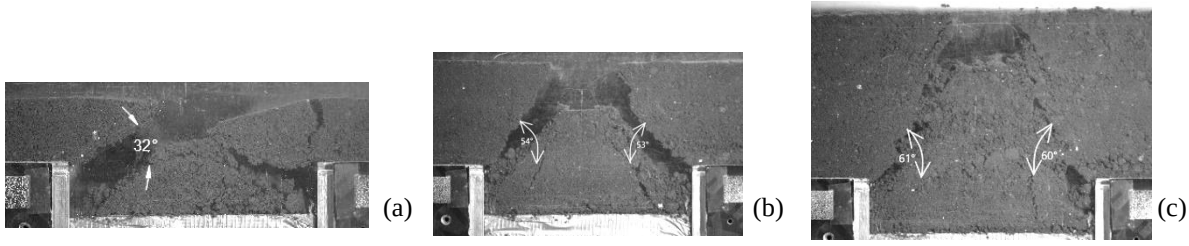


Figure 6. Effondrement d'un sol naturel chargé et non renforcé sur une cavité pour des hauteurs de la couche de sol différentes (respectivement 5, 10 et 15 cm)

3.4.2 Tests avec renforcement « tests 2, 4 et 6 »

La nappe de géosynthétique est simplement positionnée sur la base rigide du modèle de la trappe sans collage ni ancrage à ses extrémités et a la posiblité de glisser.

Sans chargement

Le comportement observé est identique à celui obtenu précédemment pour les trois hauteurs de la couche de sol, à savoir celui d'une dalle auto-stable. On remarque un décollement de la nappe géosynthétique de 7 mm avant chargement lié à l'effet de son propre poids, quelle que soit la hauteur de la couche du sol testée.

Après chargement

Pour H/B=0,25 (Figure 7a), la charge de rupture Q est de 44 N. La flèche maximale de la nappe est de 9,35 % de B (B=20 cm). Le coefficient de foisonnement est de 1,10, il est plus faible que celui obtenu dans le cas sans renforcement (1,19). Pour H/B=0,5 (Figure 7b), la charge de rupture est Q=195 N. Les angles de rupture sont plus grands que ceux obtenus précédemment pour H/B=0,25. Ils varient entre 53° et 54°. La flèche obtenue après effondrement est de 7,92 % de B. Le coefficient de foisonnement est 1,07. Pour H/B=0,75 (Figure 7c), la charge de rupture est Q=295 N, les angles de rupture augmentent jusqu'à 56°. La flèche maximale est égale à 9,87 % de B et le coefficient de foisonnement est de 1,09. Les mécanismes de rupture de la couche de sol cohésif dans les cas non renforcé et renforcé semblent assez proches.

L'effondrement est caractérisé par la chute de blocs sur la nappe de renforcement. On note que dans le cas d'une couche de sol renforcé, le coefficient de foisonnement est plus important que celui d'un sol granulaire (généralement compris entre 1,03 à 1,05) mais est inférieur à celui d'un sol cohésif non renforcé.

Grâce à la corrélation d'images, nous avons pu calculer la déformation et la distribution des charges verticales agissant sur la nappe dues à son interaction avec le sol (Figure 8).

Sur cette figure on constate que les valeurs de la déformation aux bords de la cavité sont généralement plus grandes que celles obtenues au centre, notamment pour H/B=0,75.

On remarque également que la déformation augmente progressivement avec l'augmentation de la hauteur de la couche de sol. Pour les trois tests « 2, 4 et 6 », on trouve que les valeurs de la charge répartie verticale agissant au milieu de la trappe sont largement inférieures à celles mesurées aux bords.

La flèche (f) et la déformation maximale (ε) de la membrane ont été calculées à partir du modèle analytique de Huckert (2014).

Les données relatives au report de charge (2P) et à la distance (2l) sont déduites des résultats expérimentaux (Tableau 3). Les valeurs 2P (qui prennent en considération le poids du sol effondré sur la nappe, l'action de la surcharge en surface et les mécanismes de report de charge) sont déterminées à partir des valeurs des composantes verticales des tensions dans la membrane mesurée en bordure de cavité ($2P= T_{VA}+T_{VB}$).

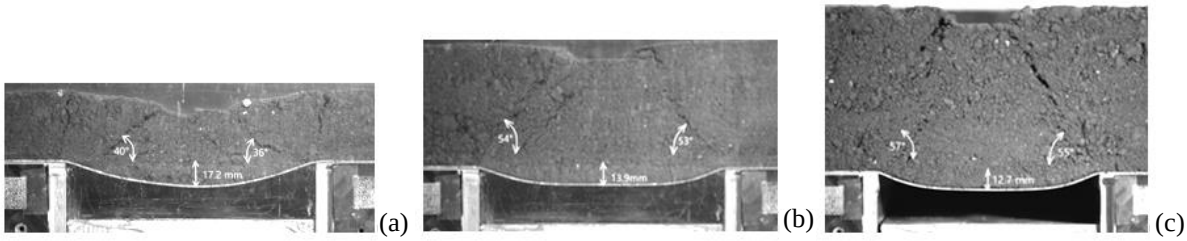


Figure 7. Mécanisme d'effondrement d'un sol naturel chargé et renforcé sur une cavité pour des épaisseurs de la couche de sol différentes (a : H/B=0,25, b : H/B=0,5 et c : H/B=0,75)

Tableau 3. Résultats expérimentaux des tests avec renforcement pour les trois valeurs de H/B

Paramètres	H/B=0,25	H/B=0,5	H/B=0,75
Surcharge appliquée Q (N)	44	195	295
l1 (mm)	50	50	50
2l (mm)	94	132	143
Flèche maximale f (mm)	18,7	15,85	19,74
f/B (%)	9,35	7,92	9,87
β (inclinaison par rapport à l'horizontale)	36°	53°	55°
Coefficient de foisonnement C_e	1,10	1,07	1,09
Intensité des charges appliquées 2P (N/m)	116,3	121	273,2
Déplacements de la nappe U_A/U_B (mm)	1,3/1,21	0,94/0,79	0,66/1,43

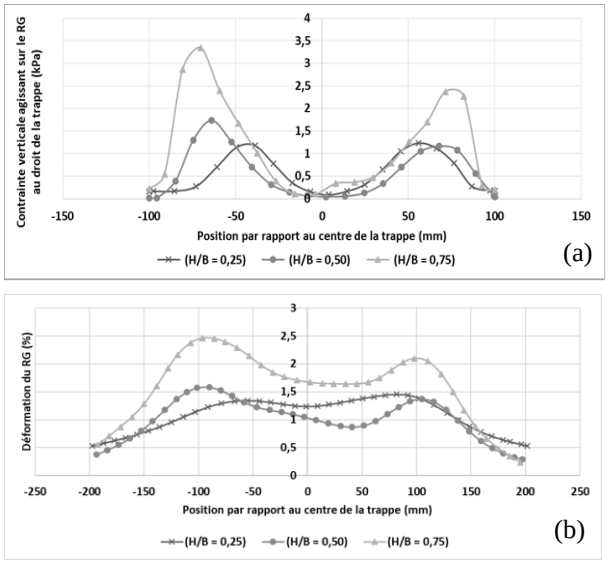


Figure 8. (a) Distribution de la charge verticale en kPa agissant sur la nappe sur l'intervalle (-100 à + 100 mm) et (b) déformation en % de la nappe et après rupture de la couche de sol pour les tests «2, 4 et 6»

La valeur de 2l est déterminée en fonction de la géométrie de l'effondrement et de la position de la contrainte verticale maximale (Figure 8a). La raideur de la nappe J est de 10 kN/m et la largeur de la cavité B est de 200 mm.

Tableau 4. Comparaison entre résultats expérimentaux (exp) et analytiques (ana)

Résultat	H/B=0,25	H/B=0,5	H/B=0,75
f (mm, exp)	18,7	15,85	19,74
f (mm, ana)	17,26	12,78	15,55
ε (%, exp)	1,45	1,58	2,45
ε (%,ana)	1,48	1,49	2,41

Les résultats expérimentaux et les paramètres du calcul analytique sont synthétisés dans le Tableau 3. Les résultats de la comparaison sont présentés dans le Tableau 4. Comme on peut le constater dans le Tableau 4, les valeurs analytiques et expérimentales des déformations du renforcement sont assez proches, l'écart entre les valeurs est peu significatif. Ces résultats mettent clairement en évidence la capacité du modèle analytique proposé (Huckert, 2014) à décrire, une fois établies la géométrie de l'effondrement et l'intensité des efforts sur la nappe, le comportement du renforcement suite à l'effondrement de la couche de sol cohésif. En revanche, les flèches de la nappe calculées sont inférieures à celles obtenues expérimentalement. Cet écart est probablement dû d'une part au mode de mise en œuvre de la nappe (pas de tension initiale) qui se concrétise

par un léger décollement de la nappe après abaissement de la trappe et d'autre part aux hypothèses faites sur la géométrie déformée de la nappe de renforcement (segments droits) et au mode de chargement (2 charges ponctuelles). En effet, les résultats expérimentaux montrent que la nappe géosynthétique présente une légère courbure lors des essais réalisés (Figure 7) et que les charges agissant sur la nappe (Figure 8a), même si elles sont concentrées sur deux zones spécifiques, ne peuvent pas être considérées réellement comme des charges ponctuelles.

4 CONCLUSIONS

Cet article a présenté un travail expérimental destiné à tester un modèle analytique d'effondrement d'un remblai cohésif au-dessus d'une cavité.

L'étude menée sur un sol cohésif (limon) a montré une décomposition systématique du comportement mécanique du matériau cohésif en deux phases : une couche stable tant que la charge est inférieure à la charge de rupture et une rupture brutale (en blocs) lorque la charge dépasse la valeur limite. Ce comportement est différent de celui d'un sol granulaire, dont l'effondrement est plutôt progressif et continu.

Grâce aux observations faites par la technique DIC, les glissements, les déformations et les tensions du géosynthétique ainsi que l'intensité des charges verticales agissant sur la nappe ont été déterminées.

Une fois ces données intégrées dans le modèle analytique proposé par Huckert et *al. (*2013) on constate que les résultats expérimentaux valident globalement le modèle analytique.

Néanmoins des recherches complémentaires semblent nécessaires pour préciser, en fonction du rapport H/B et des caractéristiques du sol de remblai, les mécanismes de report de charge et la géométrie des zones effondrées qui sont indispensables au dimensionnement.

5 REFERENCES

Delmas Ph., Villard P., Huckert A., 2015. Dimensionnement à court terme et a longe terme de structure renforcée par géosynthétique sur cavités potentielles : prise en compte de la securite.10èmes rencontres géosynthétique- 24-26 mars 2015, la rochelle.

Galve, J.P., Gutierrez, F., Guerrero, J., Alonso, J., Diego, I., 2012. Optimizing the application of geosynthetics to roads in sinkhole-prone areas on the basis of hazard models and cost-benefit analyses. Geotextiles and Geomembranes 34, 80-92.

Huckert A., 2014. Approches expérimentales et numérique du dimensionnement de renforcements géosynthétique sur cavités et inclusions rigides. PhD thesis UJF, Grenoble, mai 2014.

Huckert, A., Garcin, P., Villard, P., Briançon, L. & Auray G., 2013. Mécanismes de transfert de charges dans les remblais sur cavités renforcés par géotextiles: approches expérimentales et numériques. 18th Int. Conf. Soil Mech. & Geotech. Eng., 2-6 sept. 2013, Paris, 4p.

Hassoun M., Villard P., Al Heib M., and Emeriault F., 2018. Soil reinforcement with geosynthetic for localized subsidence problems: Experimental and analytical analysis. Int. J. of Geomechanics ASCE, Vol. 18, n° 10 - October 2018.

Milligan G.W.E., Love J.P., 1985. Model testing of geogrids under an aggregate layer on soft ground, Proc Symp Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford, London.

Tritsch J-J, Durville J-L, Poterat P., 2004. Evaluation des aléas liés aux cavités souterraines : un guide technique. C.R. des journées Nationales de géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Lille. pp. 493-502

Zhou, W., Beck, B.F., 2008. Management and mitigation of sinkholes on karst lands: an overview of practical applications. Environ. Geol. 55, 837-851.