

# UTILISATION D'UN GÉOSYNTHÉTIQUE À DOUBLE RAIDEUR POUR LE RENFORCEMENT DES REMBLAIS COHÉSIFS SUR CAVITÉS

## USE OF DOUBLE STIFFNESS GEOSYNTHETICS FOR THE REINFORCEMENT OF COHESIVE LANDFILLS ON CAVITIES

Maria DELLI CARPINI<sup>1</sup>, Fabrice EMERIAULT<sup>1</sup>, Pascal VILLARD<sup>1</sup>, Mathilde RIOT<sup>2</sup>, Laurent BRIANCON<sup>3</sup>, Philippe DELMAS<sup>4</sup>, Marwan AL HEIB<sup>5</sup>.

<sup>1</sup> Univ, Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR,<sup>1</sup>, 38000 Grenoble, France.

<sup>2</sup> AFITEXINOV, 38110 Saint Didier de la Tour, France.

<sup>3</sup> INSA Lyon, Laboratoire GEOMAS, 69621 Villeurbanne, France.

<sup>4</sup> Expert géotechnicien, 75000 Paris, France.

<sup>5</sup> INERIS, 54042 Nancy, France.

**RÉSUMÉ** – Les résultats d'une campagne expérimentale de renforcement de remblais en sol cohésif de faible épaisseur dans le cas d'effondrement de cavités sont présentés dans cette communication. Il s'agit en particulier de tester l'efficacité d'un nouveau type de géosynthétique à double raideur. Un modèle numérique couplé DEM-FEM d'un sol renforcé par un géosynthétique est validé sur la base de ces résultats et permet une meilleure compréhension des phénomènes d'interaction sol-géosynthétique mobilisés lors de l'effondrement. Des comparaisons entre les résultats numériques et expérimentaux obtenus avec les deux types de renfort (mono-raideur et bi-raideur inversée) permettent de souligner l'intérêt du produit innovant développé.

Mots-clés : Renforcement, géosynthétique, cohésif, cavité, DEM.

**ABSTRACT** – The results of an experimental campaign of reinforcement of thin cohesive soil embankments in the case of cavity collapse are presented in this paper. In particular, the aim is to test the effectiveness of a new type of double stiffness geosynthetic. A coupled DEM-FEM numerical model is validated based on these results and allows a better understanding of the soil-geosynthetic interaction phenomena mobilized during the collapse. Comparisons between the numerical and experimental results obtained with the two types of reinforcement (mono-stiffness and inverted bi-stiffness) make it possible to underline the interest of the innovative product developed.

Keywords: Reinforcement, geosynthetic, cohesive, cavity, DEM.

## 1. Introduction

Une cavité, naturelle ou anthropique, représente un risque de mouvement de terrain potentiel majeur, préjudiciable à la sécurité des infrastructures et des personnes concernées. Elle peut à tout moment déboucher en surface et conduire à des désordres importants. Ce risque n'est pas lié seulement à la présence de la cavité dans le sol mais également à l'absence de connaissance sur sa localisation, sa taille ou sur sa profondeur car les techniques de reconnaissance actuelles sont parfois inadaptées ou manquent d'efficacité.

Pour tenter de limiter les risques liés à un effondrement du remblai, une solution de renforcement des remblais au-dessus d'une cavité par des nappes géosynthétiques est généralement adoptée car elle présente des avantages techniques et économiques, en particulier par rapport aux solutions d'ouvrages en béton. Lors de l'effondrement du sol de surface, le renforcement géosynthétique est capable, en se déformant, de transférer la charge verticale liée au poids du sol effondré et des surcharges vers les bords de la cavité, en limitant les déflexions de surface à des valeurs acceptables.

À ce jour, de nombreux travaux expérimentaux comme le projet RAFAEL (Villard et al., 2002), le projet Geolnov (Huckert, 2015) et les études numériques (Le Hello, 2007 ; Potts, 2007 ; Villard et., 2009 ; Pham et., 2018) ont permis d'appréhender les mécanismes de transfert de charge qui se développent au sein des plateformes granulaires renforcées notamment lorsque le comportement en traction du renforcement géosynthétique est supposé élastique linéaire et caractérisé par une seule raideur. C'est notamment ce qui est pris en compte dans les normes (XP G38-06-4) et méthodes de dimensionnement actuelles.

En revanche, les connaissances sur le mécanisme de transfert de charge pour les sols cohésifs sont encore limitées. En s'appuyant sur des expérimentations en vraie grandeur, une formulation analytique de dimensionnement a été proposée pour les sols cohésifs par Huckert (2015) et a été validée par Hassoun (2019) par une campagne expérimentale sur un dispositif de laboratoire à la petite échelle.

Pour combler les lacunes existantes et compléter les connaissances actuelles sur le comportement des remblais renforcés, une campagne expérimentale a été conduite dans le cadre du projet de recherche REGIC (*Renforcement d'un Géosynthétique Intelligent au-dessus des Cavités*). L'objectif est de tester des solutions de renforcement innovantes dans le cas spécifique du renforcement d'une couche de sol cohésif. Ce procédé de renforcement novateur, breveté par l'entreprise AfiteXinov sous la dénomination de géosynthétique « bi-module inversé », assure à la nappe de renforcement deux raideurs en traction qui s'activent l'une après l'autre, la première étant plus faible que la seconde (contrairement au « bi-module » pour lequel la première est plus élevée que la seconde) Associé à un dispositif d'alerte adapté, ce nouveau type de renforcement « bi-module inversé » permet de détecter le début d'une rupture de la couche de sol (grâce à la première raideur plus faible du géosynthétique) tout en garantissant le même niveau de sécurité qu'un géosynthétique avec une seule raideur (grâce à la deuxième raideur plus importante après le seuil de déformation nécessaire à la détection des mouvements liés à la cavité).

Les expérimentations réalisées ont permis d'analyser le comportement des remblais renforcés lors de l'ouverture de la cavité à 1 et 2 m de diamètre, puis lors de la phase de chargement jusqu'à l'effondrement de la couche de sol sur le renfort géosynthétique.

Pour analyser le comportement d'interaction de la nappe géosynthétique (mono-raideur ou bi-raideur inversée) avec le sol cohésif, lors de l'ouverture de la cavité, l'effondrement du sol sur la nappe, et la phase de chargement, une étude numérique, complémentaire aux expérimentations, utilisant un modèle numérique couplé DEM-FEM a été menée. Ce modèle numérique a été éprouvé et validé dans le cas d'un renforcement classique (Delli Carpini *et al.*, 2020).

Le but de cet article est de mettre en évidence, grâce à l'étude numérique, l'intérêt et les spécificités de la nouvelle technologie du « bi-module inversé » et de la comparer à la solution classique du géosynthétique mono-raideur.

## 2. La campagne expérimentale

Les expérimentations ont été réalisées sur le site de la Tour-du-Pin dans le cadre du projet de recherche REGIC. La campagne expérimentale a consisté en la réalisation de 3 planches d'essais pour lesquelles des remblais de 0,5 ou 0,75 m d'épaisseur ont été mis en œuvre. Pour chaque planche d'essais, trois ouvertures de cavité ont été testées avec une ouverture de 1 m puis 2 m de diamètre et lorsque le remblai n'a pas atteint la rupture sous son poids propre, un chargement jusqu'à l'effondrement a été appliqué.

### 2.1. Les matériaux

Deux sols cohérents ont été utilisés pour la réalisation des planches d'essais : un sable chaulé à 1% de chaux et un sol limoneux. Ce dernier est un sol naturel très hétérogène qui présente de très gros éléments rendant les résultats difficilement interprétables. Seuls les essais réalisés sur le sable chaulé seront présentés ici.

Le sable chaulé a été caractérisé par deux campagnes expérimentales : la première pour permettre la conception et le dimensionnement de la campagne expérimentale, la deuxième, effectuée sur les matériaux prélevés sur site au moment de la réalisation des essais d'ouverture des cavités, pour compléter la caractérisation et pour servir de base à l'identification des paramètres de la modélisation numérique.

Les essais préliminaires de compactage Proctor ont montré que l'optimum Proctor Normal est obtenu pour les conditions suivantes : une teneur eau optimale  $w_{OPN} = 16,72\%$  et une densité sèche optimale  $\gamma_{d\_OPN} = 16,32 \text{ kN/m}^3$ . Des essais de flexion (quatre points), effectués sur des échantillons compactés dans les conditions de l'optimum Proctor, ont permis de mesurer la résistance en traction, paramètre principalement mis en jeu dans le phénomène d'effondrement de sol au-dessus d'une cavité. La résistance en traction après 28 jours de cure dans des conditions de cure de laboratoire varie de 35 à 62 kPa. Le pré-dimensionnement de l'expérimentation avec ces valeurs débouche, après 28 jours de cure, sur une cavité stable pour 2 m de diamètre et dont la rupture peut être obtenue avec une charge raisonnable de l'ordre de quelques tonnes.

Conformément à la norme NF P 94-074 et afin de compléter la caractérisation de ce matériau qui se trouve en condition non saturée et est sollicité de manière rapide, trois essais triaxiaux Non Consolidés – Non Drainés (essais UU) ainsi que des essais de flexion ont été réalisés sur un matériau non saturé, en suivant la même procédure que pour les essais préliminaires. Les résultats en termes de densité sèche  $\gamma_d$ , teneur en eau  $w$ , cohésion  $c_{uu}$ , angle de frottement  $\phi_{uu}$  et résistance en traction  $\sigma_t$  sont reportés dans le Tableau 1. Ces caractéristiques seront à prendre en compte pour la rétro-analyse numérique des essais à l'échelle réelle.

Tableau 1. Caractéristiques géotechniques du sable chaulé issues d'essais triaxiaux UU et d'essais de flexion 4 points.

	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w$ (%)	$c_{uu}$ (kPa)	$\phi_{uu}$ (°)	$\sigma_t$ (kPa)
Sable chaulé	15	16-18	18,93	34,9	~15

Deux cavités ont été ouvertes pour chacune des deux planches réalisées avec le sable chaulé : la cavité N°1 concerne une nappe de renforcement à comportement bi-raideur inversée, la cavité N°2 a été ouverte sous une nappe de renforcement conventionnelle (mono-raideur). Le géosynthétique mono-raideur est composé de câblés de PVA ayant une résistance à la rupture  $T = 165$  kN/m et une raideur  $J_{sp} = 2395$  kN/m dans la direction X (production), le support non tissé amène une raideur faible dans la direction perpendiculaire Y (estimée à 30 kN/m). Le géosynthétique à bi-raideur inversée se compose de câblés de PVA ayant une résistance à la rupture de 45 kN/m dans le sens trame et une résistance à la rupture de 131 kN/m dans le sens de production. À partir d'essais de traction normalisés réalisés sur ce produit, on a déterminé que, dans la direction du renforcement, le géosynthétique à bi-raideur inversée a une raideur initiale  $J_{sp\_1} = 750$  kN/m jusqu'à une valeur de déformation seuil  $\varepsilon_T = 1,5\%$  (valeur de déformation qui permet la détection des mouvements liés à la cavité et qui reste bien supérieure aux déformations minimales qui peuvent être détectées par fibre optique), et au-delà une deuxième raideur  $J_{sp\_2} = 2500$  kN/m jusqu'à la rupture (Figure 1). Un ancrage par simple recouvrement de la nappe par le remblai permet la mise en tension de la nappe au-dessus de la cavité.

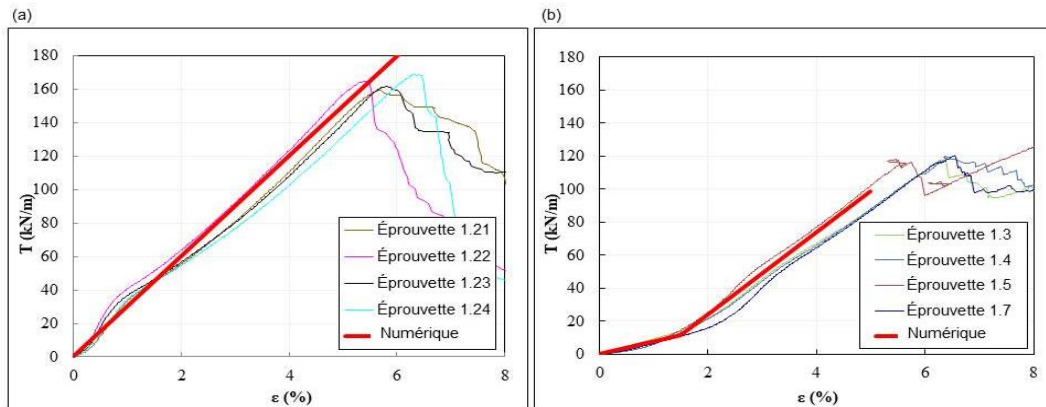


Figure 1. Courbe effort-déformation des essais de traction effectués sur les nappes géosynthétiques mono-raideur (a) et bi-raideur inversée (b). Comparaison avec la modélisation numérique.

## 2.2. Instrumentations et mesures

Pour ce type d'expérimentation, différents mécanismes de génération de vides ont été utilisés pour des sols granulaires. Une des techniques les plus utilisées est la vidange de matériaux de remplissage de la cavité. Par exemple Bridle and Jenner (1997) ont adopté la vidange par aspiration de sable, alors que dans le projet RAFAEL (Villard et al., 2002) des billes d'argile ont été utilisées. Une autre alternative est de mettre en œuvre des coussins gonflables ou des chambres à air (Huckert, 2015).

Dans le cas présent, la cavité a été remplie de gravier roulé lavé. Un dispositif de trappe a été adopté pour la vidange. Comme le montre la Figure 2. Le dispositif d'ouverture de la cavité est installé dans une buse en béton fixée sur une plaque de base. Il est constitué d'une chambre située en position basse de 0,6 m de hauteur et d'une chambre supérieure de 0,4 m de hauteur. Un dispositif de trappe entre les deux chambres permet de vidanger les granulats de la chambre supérieure vers la chambre inférieure et ainsi de créer une cavité sous le géosynthétique. Afin d'obtenir une ouverture progressive, un cylindre

intérieur a aussi été disposé dans la chambre supérieure (en violet sur la Figure 2). Il permet d'obtenir une première cavité de 1 m de diamètre lors de l'ouverture de la trappe centrale (en vert sur la Figure 2). Le cylindre tombe dans la chambre inférieure lors de l'ouverture des quatre trappes extérieures (trappes en rouge sur la Figure 2) pour créer ensuite une cavité de 2 m de diamètre.

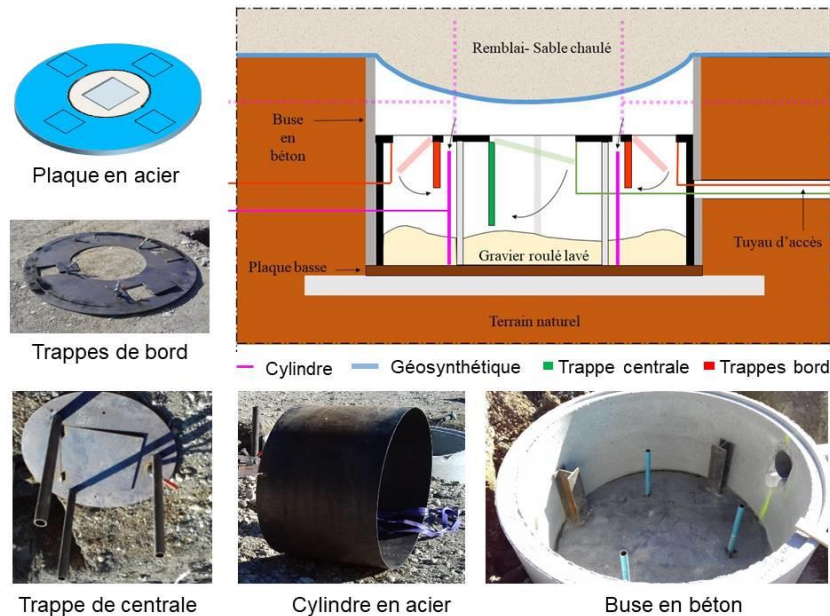


Figure 2. Dispositif d'ouverture des cavités successivement à 1 m et 2 m de diamètre utilisé dans la campagne expérimentale de la Tour du Pin.

Après l'installation du dispositif d'ouverture, les buses ont été remplies de gravier roulé lavé, des cellules de pression totale (CPT) ont été installées sur le sol en bordure du dispositif d'ouverture de cavité pour mesurer la répartition de charge sur le sol, puis la nappe géosynthétique a été mise en place.

Afin de mesurer leurs déformations, les nappes géosynthétiques ont été équipées avec des capteurs à fibres optiques à rétrodiffusion Brillouin (FibrisTerre) pour la planche N°1 et à rétrodiffusion Rayleigh (Luna) pour les planches N°1 et N°2. Les deux technologies permettent une mesure répartie de la déformation sur la longueur de la fibre optique.

Après la mise en place du sol cohésif et avant l'ouverture de la cavité, le compactage du remblai est contrôlé à l'aide d'un pénétromètre dynamique léger qui a permis de conclure que le compactage n'est pas homogène sur la profondeur de remblaiement  $H = 0,50$  m. En effet, la couche de surface de  $0,10$  m est apparue plus dense que le reste du remblai et ceci pour les deux planches.

Après l'ouverture des cavités, le remblai a été surchargé à l'aide de plaques d'acier de  $80$  kg chacune, disposées sur un cube en acier de  $0,5$  m de côté et d'un poids de  $38$  kg.

Le tassement en surface du remblai  $d_{s,v,max}$ , la déflexion  $d_{n,v}$  et la déformation  $\varepsilon$  en différentes sections des nappes géosynthétiques (Tableau 2) ont été mesurés après l'ouverture de la cavité (colonne référencée I dans le Tableau 2) et l'effondrement du sol (colonne référencée E dans le Tableau 2). Les contraintes transmises à la base du remblai ont également été mesurées, elles seront présentées lors de la comparaison avec les résultats numériques.

Le nombre d'heures écoulées entre l'ouverture de la cavité de  $2$  m de diamètre et le moment de la mesure est précisé dans le Tableau 2 (valeurs données entre parenthèses dans la colonne correspondant aux tassements de surface du remblai  $d_{sv,max}$ ).

Les déformations obtenues avec les techniques à rétrodiffusion Brillouin et Rayleigh sont présentées dans le. Elles sont référencées par B pour Brillouin et R pour Rayleigh (valeurs données entre parenthèses dans la colonne correspondant aux déformations).



Tableau 2. Synthèse des mesures à l'ouverture (I) de la cavité de 2 m de diamètre et au moment de l'effondrement (E). Remblai de hauteur 0,5 m avec du sable chaulé (Cavité N°1 et N°2 pour les Planches N°1 et N°2).

Numéro Planche	Numéro Plot/cavité	F (kN) (E)	d <sub>s,v,max</sub> (mm)		d <sub>n,v</sub> (mm)		ε (%)	
			I	E	I	E	I	E
1	1 (bi-raideur inversée)	4,30	16 (48h)	-			0,91 (B) 0,70 (R)	1,96 (B) -
	2 (mono-raideur)		6 (48h)	-			0,13 (B) 0,14 (R)	1,46 (B)
2	1 (bi-raideur inversée)	-	197 (48h)	-	175	175	-	-
	2 (mono-raideur)	12,14	12 (1 mois)	-			- 0,16 (R)	- 0,57 (R)

À noter que, pour des raisons pratiques, les géotextiles mono-raideur et bi-raideur inversée de l'expérimentation n'ont pas été dimensionnés pour obtenir le même tassement final : l'objectif était seulement de comparer les comportements respectifs des deux géotextiles lors du chargement. Il n'y a donc pas lieu de comparer quantitativement les mesures entre elles. Par contre, il est parfaitement justifié de comparer pour chacun des produits les résultats expérimentaux et ceux de la modélisation numérique qui fait l'objet du paragraphe suivant.

### 3. Description du modèle numérique de base

La modélisation numérique s'est appuyée sur l'utilisation du code de calcul SDEC (Donzé, 1997) couplant la Méthode des Éléments Discrets (DEM) pour modéliser le sol et la méthode des Éléments Finis (FEM) pour représenter la nappe de renforcement de manière simultanée. La DEM considère un ensemble de particules interagissant aux points de contact, ce qui permet de décrire le comportement des sols sous de grandes déformations (cisaillement, foisonnement ou rotation globale) et leurs ruptures par blocs, tels que celles observées pour les sols cohésifs lors de l'effondrement de la couche de sol sur la nappe. La nappe géosynthétique est modélisée par un ensemble d'éléments plans déformables associés les uns aux autres et qui interagissent avec les particules du sol au niveau des points de contact. La géométrie et les caractéristiques principales du modèle numérique sont données sur la Figure 3.

- Le remblai est constitué par 100 000 sphères de différents diamètres mises en place dans un volume de 6 m x 6 m x 0,5 m, correspondant à un quart du modèle par raison de symétrie. La largeur de 6 m a été retenue car les conditions limites ont alors un impact minimum sur le comportement du remblai au voisinage de la cavité.
- Une nappe géosynthétique de faible épaisseur est positionnée au-dessous du remblai. Elle est modélisée par 3721 éléments finis à 3 nœuds de forme triangulaire et de 2 cm d'épaisseur qui sont assemblés entre eux pour former une nappe continue. Les éléments de la nappe interagissent avec les particules du sol granulaire par des forces de contact définies au point de contact. Dans le cas présent, deux directions de fibres de caractéristiques mécaniques différentes sont considérées (sens production et sens trame). Le comportement du système de fibres s'obtient par superposition des comportements obtenus dans chaque direction de fibres (hypothèse de non glissement entre les fibres). Les fibres sont sollicitées uniquement en traction (pas de rigidité des fibres en compression ni en flexion) de sorte que les forces de contact sont orientées dans la direction des fibres après les déformations ou les grands déplacements.
- Le sol support, situé sous la nappe, est constitué de 14 400 sphères ayant un diamètre de 0,05 m. Certaines sphères du support sont déplacées vers le bas à une vitesse constante pour créer le vide sous le remblai et simuler l'ouverture de la cavité.
- Une procédure de chargement est appliquée après l'ouverture de la cavité par une dalle rigide constituée de deux couches de sphères ayant un diamètre de 0,025 m. Après la mise en contact de la dalle avec la surface du remblai, l'essai de chargement proprement dit, commence. Une charge répartie uniforme est appliquée progressivement sur la dalle jusqu'à la rupture du sol de remblai.

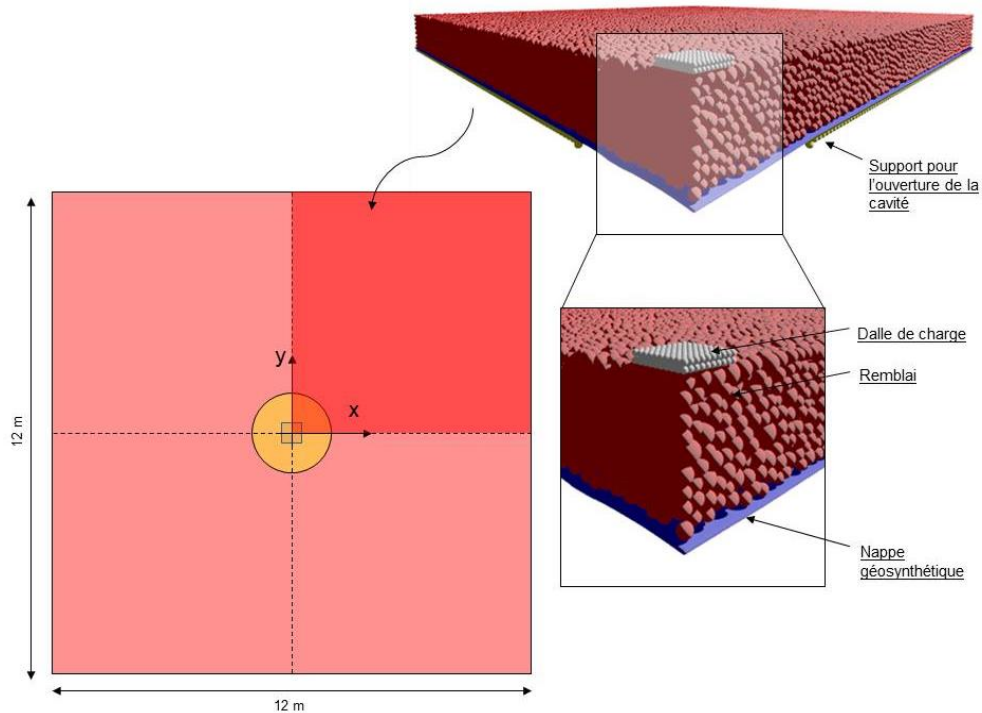


Figure 3. Géométrie du modèle numérique.

Pour représenter le sol cohésif, les particules du sol sont liées entre elles à leurs points de contact par des liens cohésifs (adhérence normale et tangentielle). Les efforts entre particules sont définis en fonction de leurs interpénétrations respectives dans les directions normales et tangentielles au contact (équations 1 et 2) et soumis à un critère de type Mohr-Coulomb.

$$F_i^n = K^n U^n < A_{int} T_n \quad (1)$$

$$F_{max}^s = c * A_{int} + F_i^n * \tan \phi_{int} \quad (2)$$

où  $F_i^n$  est la composante normale de la force d'interaction entre deux sphères,  $U^n$  est le déplacement normal relatif entre les sphères,  $K^n$  représente la raideur normale résultante,  $A_{int}$  est la surface moyenne sur laquelle l'interaction s'exerce (égale à  $\pi R^2$  avec  $R$  le plus petit rayon des sphères en contact).  $F_{max}^s$  est la valeur maximale de la composante tangentielle de la force d'interaction  $F_i^s$  entre deux sphères,  $T_n$  et  $c$  représentent respectivement les adhésions microscopiques respectivement normales et tangentielles,  $\phi_{int}$  est l'angle de frottement microscopique du contact entre particules. Les micro-paramètres de contact qui permettent de restituer le comportement macroscopique du matériau granulaire cohésif (cohésion de 18,93 kPa, angle de frottement interne de 34,9 degrés et résistance à la traction de 15 kPa, tel qu'identifié par les essais triaxiaux UU et les essais de flexion) sont :  $c = T_n = 60$  kPa et  $\phi_{int} = 40^\circ$ .

Pour le géosynthétique, les valeurs des paramètres numériques retenues sont déduites des raideurs moyennes obtenues lors des essais de traction. La Figure 1 montre la bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et la modélisation numérique des essais de traction effectués dans le sens production sur la nappe géosynthétique mono-raideur (a) et le géosynthétique bi-raideur inversé (b). Une raideur en traction dans le sens perpendiculaire de 30 kN/m a été prise en compte pour les deux produits.

En l'absence de résultats expérimentaux d'essai de frottement, un angle de frottement de 30° a été utilisé pour caractériser numériquement l'interface sol/géosynthétique sur la base de la relation usuelle définie par l'équation 3.

$$\tan(\varphi_{sol/gsy}) = 0,8 * \tan(\varphi_{sol}) \quad (3)$$

#### 4. Résultats des comparaisons avec les mesures expérimentales

Une comparaison avec l'ensemble des résultats expérimentaux disponibles pour le remblai constitué de sable chaulé de  $H = 0,5$  m est utilisée pour tester la validité du modèle numérique (géosynthétique mono-raideur et géosynthétique bi-raideur inversé).

Une première analyse concerne le comportement du remblai lors de l'essai de chargement (courbe force appliquée avec le déplacement maximal de la nappe – Figure 4). Une fois que la cavité a été ouverte jusqu'à 2 mètres de diamètre, la couche de sol est chargée jusqu'à la rupture. Plusieurs phases principales sont à mettre en évidence : l'ouverture de la cavité (point *I*), rupture de la couche de sol (point *R*), l'effondrement et la stabilisation du bloc cohésif sur la nappe (point *E*), la déformation de la nappe lors du chargement.

A l'ouverture de la cavité, la nappe sollicitée sous son poids propre subit un léger déplacement de l'ordre de 22 mm pour les deux types de renforcement. Pour le modèle numérique, la couche de sol cohésif s'effondre pour une force de chargement de 16 kN pour le renforcement mono-raideur et une force de chargement de 16,7 kN pour le renforcement bi-raideur. Les valeurs numériques obtenues pour les deux types de renforcement sont supérieures à la force de rupture obtenue à partir des essais sur site :  $F = 4,30$  kN pour la planche 1 et 12,14 kN pour la planche 2. La différence entre les valeurs peut être attribuée aux incertitudes sur les caractéristiques mécaniques expérimentales réelles du remblai, liées au compactage non homogène en profondeur de la couche du sol pour les deux planches.

Quand la rupture de la couche du sol est atteinte, les nappes de renforcement (mono-raideur et bi-raideur) présentent des valeurs de déplacement maximales de  $d_{n,v} = 248$  mm. Ce résultat est sensiblement supérieur à celui enregistré expérimentalement sur la cavité N°1, planche N°2 (175 mm, cf. Tab. 2) ce qui paraît logique puisque la force de rupture appliquée pour rompre la couche de sol cohésif est plus importante dans les simulations numériques.

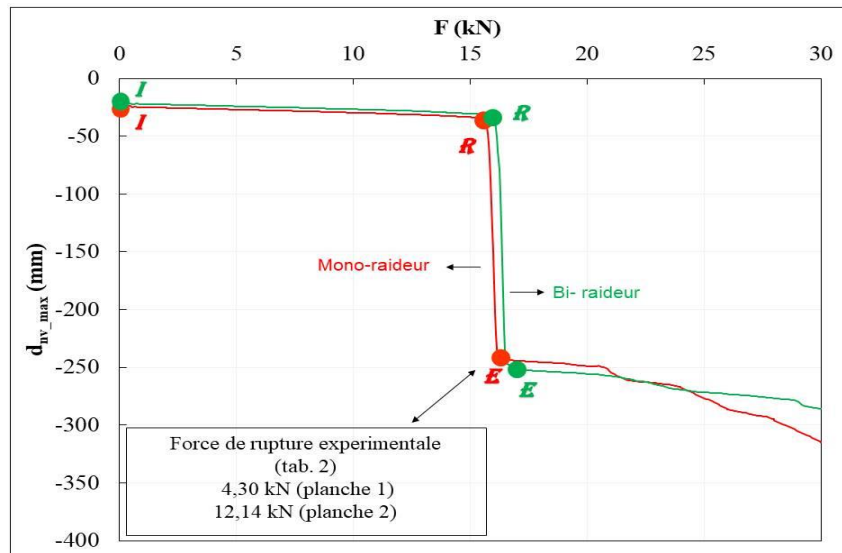


Figure 4. Évolution du déplacement vertical de la nappe au centre de la cavité avec la force de chargement. Comparaison des modèles avec géosynthétique mono-raideur (courbe rouge) et bi-raideur inversé (courbe verte).

L'analyse de la forme du bloc effondré et de la déformation de la nappe géosynthétique sont des éléments importants qui permettent d'évaluer la pertinence du modèle numérique.

La Figure 5 présente la comparaison de la forme du bloc effondré observé sur site et numériquement (déplacement vertical des sphères du remblai). Ces résultats montrent clairement qu'un seul bloc se détache de la couche du sol et tombe sur la nappe géosynthétique.

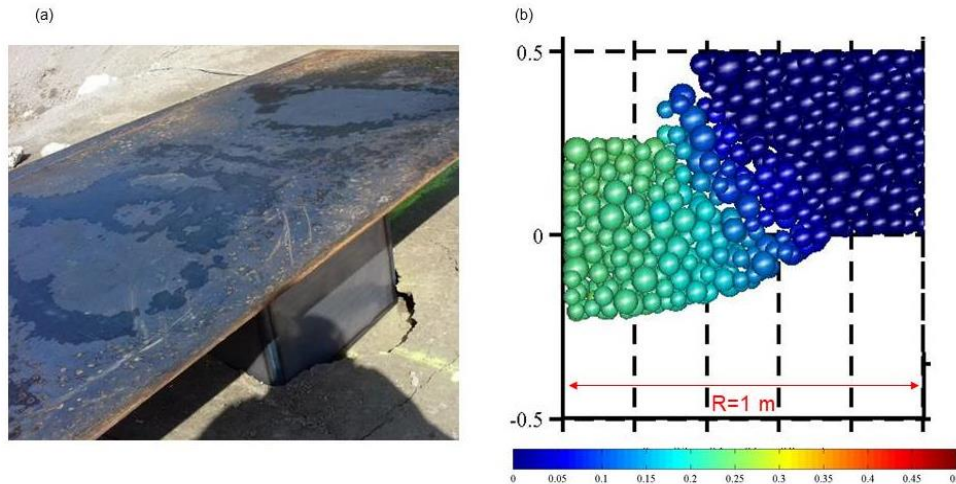


Figure 5. Comparaison de la forme du bloc de sol effondré observé sur site (a) avec le résultat numérique de l'essai expérimental avec le géosynthétique mono-raideur. (b).

La Figure 6 montre la déformation de la nappe géosynthétique sur toute la longueur du modèle ( $X = 12$  m) pour les trois situations présentées sur la Figure 4 (ouverture de la cavité (point I), rupture de la couche de sol (point R), effondrement et stabilisation du bloc cohésif sur la nappe (point E)) et pour les deux types de renforcement. La comparaison montre notamment que le géosynthétique bi-raideur subit une déformation maximale plus grande que le mono-raideur mais qu'il est moins sollicité dans les zones d'ancrage du fait de sa faible raideur initiale. Les valeurs de déformation numérique enregistrées à l'ouverture (I) restent inférieures aux valeurs expérimentales maximales qui ont été enregistrées (Tableau 2). En revanche, les résultats obtenus à l'effondrement de la couche de sol sont très comparables aux mesures expérimentales. Pour le renforcement mono-raideur, la valeur maximale numérique de déformation  $\varepsilon = 1,5\%$  est proche de la valeur expérimentale  $\varepsilon = 1,46\%$ . De même pour le renforcement bi-raideur, la valeur numérique de déformation ( $\varepsilon = 2,07\%$ ) est comparable à la valeur expérimentale ( $\varepsilon = 1,96\%$ ).

Le modèle numérique permet de bien mettre en évidence le comportement différent des deux types de renforcement, notamment dans la zone d'ancrage, qui conduit à des valeurs de déformation plus importantes au centre de la cavité pour la nappe bi-raideur et ce bien que des déplacements verticaux similaires soient obtenus pour les deux produits ( $d_{n,v} = 250$  mm environ). Dans la phase de chargement, après effondrement du sol sur la nappe, le géosynthétique bi-raideur conduit à des déplacements de la nappe plus faibles. Ce résultat confirme que le renforcement bi-raideur remplit sa fonction : les grandes déformations initiales permettent d'activer le signal d'alerte transmis par les fibres optiques insérées dans le produit alors que la forte raideur mobilisée ultérieurement permet d'assurer des déflexions globales de la nappe et des tassements de surface équivalents en intensité.

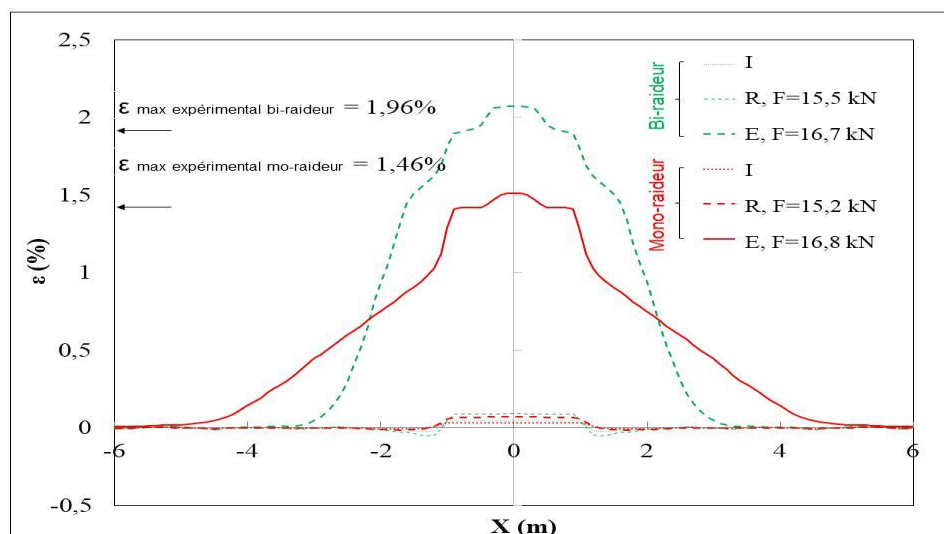


Figure 6. Déformation de la nappe géosynthétique pour les trois situations I, R et E. Comparaison du modèle mono-raideur (courbe rouge) et celui bi-raideur (courbe verte).



Un autre élément de validation des résultats numériques avec les mesures expérimentales est offert par l'analyse des contraintes verticales. La Figure 7 montre la distribution de la contrainte verticale exercée sur la nappe géosynthétique pour un quart de modèle à l'ouverture de la cavité (histogramme de couleur plus claire) et à l'effondrement de la couche du sol (histogramme de couleur foncée), pour la nappe mono-raideur (a) et pour la nappe bi-raideur (b). Les valeurs numériques sont comparées avec les mesures expérimentales obtenues par les capteurs de pression installés sous le remblai compacté. La valeur de la contrainte mesurée à l'effondrement pour le mono-raideur (13,44 kPa) et pour le bi-raideur (10,94 kPa) est très similaire aux résultats numériques (11,48 kPa pour le mono-raideur et 10,15 kPa pour le bi-raideur) même si certains problèmes techniques liés à l'installation des capteurs sous le sol compacté rendent les mesures expérimentales très incertaines. L'intérêt du modèle numérique est qu'il permet une analyse plus approfondie que les simples mesures expérimentales ponctuelles. Comme on peut le voir sur la Figure 7, les valeurs de contraintes calculées pour les deux cas de renforcement sont sensiblement différentes à l'effondrement de la couche du sol (contraintes plus élevées au centre de la cavité dans le cas du bi-raideur). Ce phénomène est probablement lié à des modes de distribution des forces sur la nappe qui sont influencés par le comportement de la nappe dans les ancrages. Malgré cela, le report de charge global vers le bord de la nappe reste comparable : 36,4% dans le cas du mono-raideur et 39,1% dans le cas du bi-raideur.

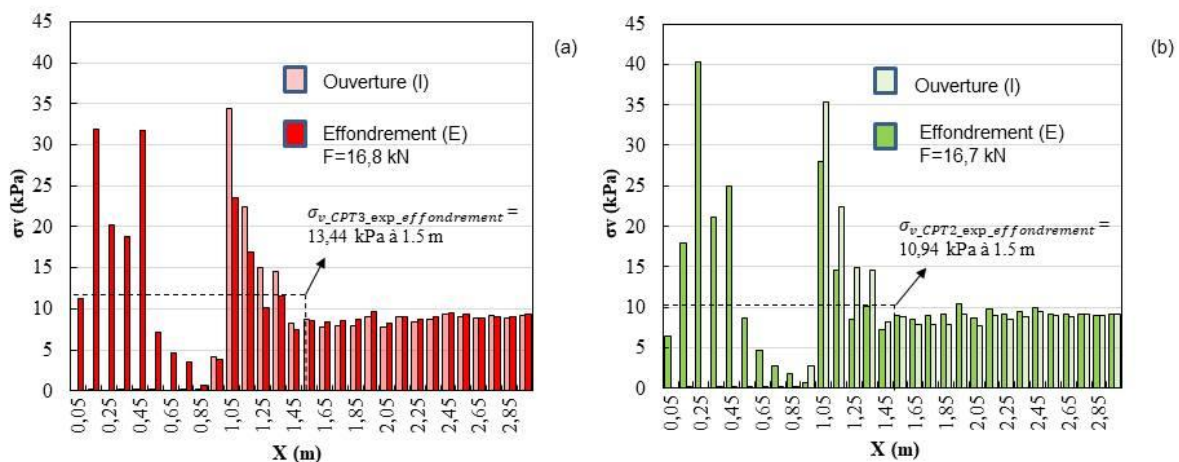


Figure 7. Contrainte verticale sur la nappe géosynthétique pour les situations I et E. Comparaison du modèle mono-raideur (a) et celui bi-raideur (b) sur une longueur d'ancrage de 3 mètres.

## 5. Conclusions

La présence d'une cavité dans le sous-sol représente un risque d'effondrement du sol sus-jacent. Une solution préventive de renforcement du sol par nappe géosynthétique peut limiter ce risque. Dans ce contexte, différents produits géosynthétiques de renforcement (géosynthétique mono-raideur ou bi-raideur) associés à des remblais cohésifs ont été testés dans le cadre du projet REGIC. Le géosynthétique bi-raideur instrumenté permet dans un premier temps d'activer le système d'alerte basé sur des mesures de déformation des fibres optiques installées sur la nappe dès qu'un mouvement perceptible du sol peut être enregistré. La deuxième raideur, plus importante que la première, permet de contenir les déformations et limiter les déplacements de la nappe et du sol de surface.

Malgré les limitations inhérentes aux expérimentations ainsi qu'au modèle numérique utilisé, on peut conclure que qualitativement le modèle numérique représente correctement le comportement des remblais cohésifs renforcés (géosynthétique conventionnel, mono-raideur et géosynthétique bi-raideur). La différence entre les deux types de renforcement mise en évidence lors de la campagne expérimentale est également confirmée par les résultats numériques à savoir des valeurs de déformation plus importantes au centre de la cavité pour la nappe bi-raideur malgré des déplacements verticaux similaires pour les deux produits. Comme attendu, les grandes déformations initiales permettent d'activer le signal d'alerte alors que la forte raideur mobilisée ultérieurement permet de limiter lors du chargement les tassements de surface.

Sur la base des observations faites, le modèle numérique semble pertinent et donc pourra être utilisé pour des études paramétriques (influence de la hauteur de la couche de sol, la géométrie et la taille de

la plaque de chargement voire sur le modèle de sol). On peut penser que ces travaux déboucheront sur une amélioration des méthodes de dimensionnement existantes.

## 6. Remerciements

Les partenaires du projet REGIC, Afitexinov, le laboratoire 3SR et l'Inéris tiennent à remercier le Pôle de Compétitivité Techtera pour sa labellisation et l'Ademe pour son financement dans le cadre de l'appel à projets PIA « Route du futur », Les auteurs tiennent en outre à remercier tous les collaborateurs qui ont participé à la réalisation de la campagne expérimentale sur le site de la Tour du Pin.

## 7. Références bibliographiques

- Bridle R. J., Jenner C. G. (1997). Polymer geogrids for bridging mining voids. *Geosynthetics International*. ICE Publishing, 4(1), pp. 33–50.
- Delli Carpini M., Emeriault F., Briançon L., Villard P., Mengue E., Leguernevel G. (2020). Étude du comportement des remblais cohésifs renforcés par géosynthétique. *Journées Nationales de Géotechnique de l'Ingénieur*, pp. 1–8.
- Donzé F. V. (1997). Spherical Discrete Element Code. *Discrete E. Université du Québec à Montréal*.
- Hassoun M. (2019). *Modélisation physique du renforcement par géosynthétique des remblais granulaires et cohésifs sur cavités*. Thèse de Doctorat. Communauté Université Grenoble Alpes.
- Huckert A. (2015). *Approche expérimentale du dimensionnement d'une couche de sol traité renforcée par géosynthétique sur cavités potentielles*. Thèse de Doctorat. Université Grenoble Alpes.
- Le Hello B. (2007). *Embankment on piles reinforced by geosynthetic sheet - true scale experimental study and numerical analysis*. Thèse de Doctorat. Université Joseph-Fourier - Grenoble I.
- Pham M. T., Briançon L., Dias D., Abdelkader A. (2018). Investigation of load transfer mechanisms in granular platforms reinforced by geosynthetics above cavities. *Geotextiles and Geomembranes*. Elsevier, 46(5), pp. 611–624.
- Potts V. (2007). *Geosynthetic reinforced fill as a load transfer platform to bridge voids*. University of London.
- Villard P., Chevalier B., Le Hello B., Combe G. (2009). Coupling between finite and discrete element methods for the modelling of earth structures reinforced by geosynthetic. *Computers and Geotechnics*, 36(5), pp. 709–717.
- Villard P., Gourc, J.-P., Blivet J.-C., (2002). Prévention des risques d'effondrement de surface liés à la présence de cavités souterraines : une solution de renforcement par géosynthétique des remblais routiers et ferroviaires, *Rev. Fr. Geotech.*, (99), pp. 23–34.