

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT MÉCANIQUE SUR PENTE DES DISPOSITIFS D'ÉTANCHÉITÉ PAR GÉOMEMBRANES

NUMERICAL MODELING OF THE MECHANICAL BEHAVIOR OF GEOMEMBRANE LINER SYSTEMS (GLS) INSTALLED ON SLOPES

Peng HE¹, Hugues GIRARD¹, Daniel POULAIN¹, Patrick LAC²

¹ Cemagref Bordeaux, Cestas, France

² Laboratoire Rhéologie du Bois de Bordeaux

RÉSUMÉ – Les Dispositifs d'Etanchéité par Géomembranes (DEG) constituent un plan de glissement privilégié pour les couches de couverture lorsqu'ils sont disposés sur des pentes d'ouvrages de génie civil. Pour améliorer le dimensionnement de ces dispositifs sur pentes sous faibles contraintes normales, un modèle numérique basé sur la Méthode des Eléments Finis (MEF) est proposé dans cet article ; ce modèle en 2D permet de prendre en compte la compatibilité des déformations des différents constituants d'un DEG sous l'effet d'un chargement progressif à partir du pied du talus et d'un écoulement parallèle à la pente dans le sol de couverture. Deux expérimentations instrumentées, en vraie grandeur, ont été simulées pour valider le modèle présenté.

Mots-clés : géosynthétique, pente, stabilité, saturation, Calculs élément finis.

ABSTRACT – Geosynthetic lining systems (GLS) constitute a preferential slip line when they are laid down on the slopes of civil engineering structures. To improve the design of GLS on slopes under low normal stresses, a numerical model based on the Finite Element Method (FEM) is proposed in this paper. This 2-D model makes it possible to take into account the compatibility of the strains and displacements of the various components in the GLS and the effect of flow parallel with the slope in the cover soil. Two full-scale instrumented experiments are simulated to validate the model presented.

Keywords: geosynthetics, slope, stability, saturation, finite element modeling.

1. Introduction

Les Dispositifs d'Etanchéité par Géosynthétiques (DEG) sont de plus en plus utilisés dans de nombreux ouvrages, en particulier dans les ouvrages hydrauliques de génie civil et dans les installations de stockage de déchets. En fait le complexe "géosynthétique" mis en place sur pente constitue un plan de glissement préférentiel pour la couche de couverture. Dans la plupart des cas, la pente du talus est trop importante pour que cette couche de couverture soit "auto-stable" ; en effet, l'optimisation de la conception d'un ouvrage tend à augmenter la pente, ce qui peut défavoriser la stabilité de la pente et entraîner parfois le glissement ou la rupture de certaines nappes géosynthétiques du complexe et de la structure de couverture.

L'analyse et le dimensionnement des DEG peuvent être simulés par des approches globales et locales. Des approches globales basées sur les méthodes d'équilibre limite ont été développées pour le dimensionnement des DEG. Les limites de ces approches proviennent des hypothèses simplificatrices faites sur le comportement des systèmes géosynthétiques sur pente. L'analyse fine à l'échelle locale du fonctionnement de ces systèmes est nécessaire pour prendre en compte la compatibilité des déformations et la non-linéarité du comportement des différents constituants des DEG. Cette analyse nécessite le recours à des méthodes numériques. De nombreux auteurs ont utilisés des modèles numériques basés sur des approches locales, telles que la méthode des éléments finis (Wilson et Koerner, 1993 ; Villard et al, 1999), la méthode des différences finies (Lalarakotoson 1998) ou la méthode des éléments discrets pour des études de dimensionnement d'ancrages en tranchées (Chareyre 2003). Nous proposons ici un modèle basé sur la méthode des éléments finis dont l'objectif est d'obtenir une meilleure connaissance du comportement de chaque composant et de leurs interactions en tout point du DEG en prenant en compte l'effet de l'eau.

2. Construction du modèle

2.1. Configuration du modèle

Notre modèle a été développé à partir du code ABAQUS. Ce code a été utilisé avec succès par de nombreux auteurs (Dondi, 1994 ; Perkins, 2001,...) pour la modélisation de systèmes comportant des géosynthétiques. Il présente différents avantages pour notre problème car il permet notamment de prendre en compte de grands déplacements entre les matériaux aux interfaces, de grandes déformations des matériaux, le comportement du sol (avec de nombreuses lois de comportement proposées) et les effets de l'eau.

Un exemple de maillage utilisé dans notre modèle est donné par la figure 1. Le sol de couverture est représenté par des éléments poreux à 4 nœuds (CPE4P) qui permettent de prendre en compte différentes conditions hydrauliques et en particulier la pression interstitielle. Le sol support est simulé avec le même type d'élément, mais il est considéré rigide et fixé dans le cas présent.

Les éléments barres à 2 nœuds sont appréciés par de nombreux auteurs pour représenter les nappes des géosynthétiques. Ces éléments structuraux sont efficaces et économiques en temps de calcul par rapport aux éléments à 4 nœuds. Mais ces éléments ne permettaient pas de prendre en compte les effets de l'eau dans notre modèle et nous avons été conduits à utiliser des éléments poreux à 4 nœuds avec une épaisseur de 2 mm et de 20 mm de longueur. L'ancrage des géosynthétiques est simulé par une fixation rigide des nœuds en tête de talus. Le cas sans butée est réalisé en supprimant la butée dans le modèle principal.

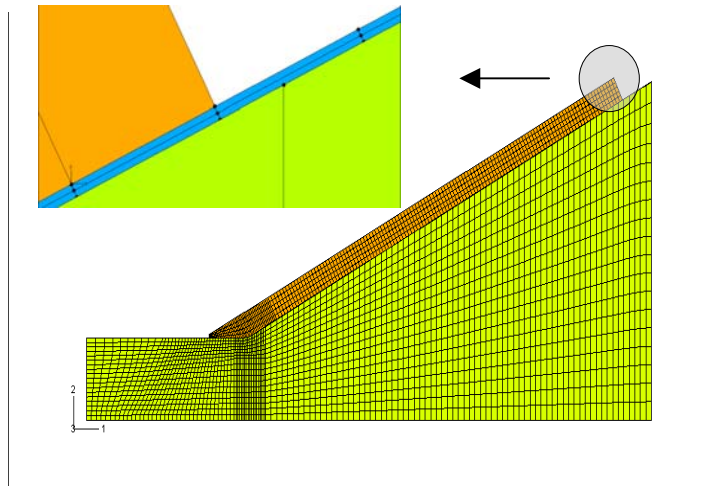


Figure 1. Maillage utilisé pour la modélisation d'un DEG avec la butée de pied

2.2. Propriétés des matériaux

2.2.1. Sols de couverture

Le code choisi fournit un très large choix de modèles de comportement des matériaux. Nous avons choisi un modèle de type Mohr-Coulomb plastique proposé par le code pour modéliser le sol de couverture. Dans ce modèle le durcissement et le radoucissement du matériau sont permis, le taux de déplacement plastique est régi conjointement en état et en direction par un critère Mohr-Coulomb classique et par une loi de glissement proposée par Menétrey et Willam (1995).

2.2.2. Géosynthétiques

Pour les géosynthétiques de renforcement, un modèle élastique a pu être appliqué pour les simuler. Un critère d'arrêt en cas de rupture dans les géosynthétiques est introduit par l'association d'un module nul pour la déformation maximale. La mise en compression du sol de couverture en bas de talus peut conduire à la formation des plis dans les GSY. Pour prendre en compte ce phénomène on définit un module en compression en utilisant un programme en Fortran. Le rapport des valeurs des modules en compression et en traction a également fait l'objet d'une étude paramétrique et un rapport 1/100 a été choisi pour le modèle présenté ici d'après (figure 2).

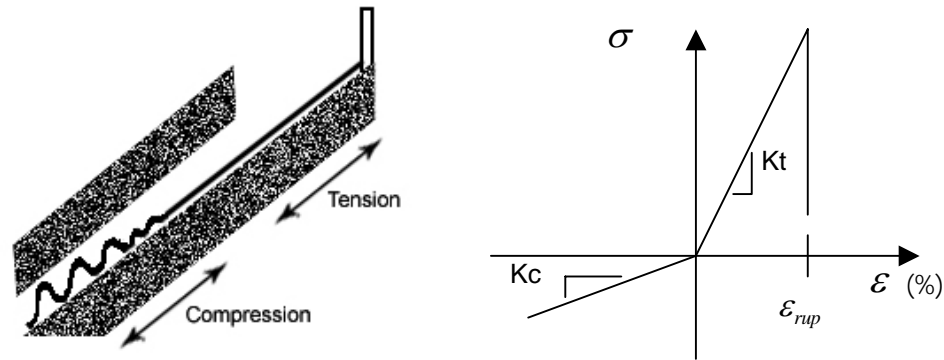


Figure 2. Loi de comportement des géosynthétiques

2.2.3. Interactions

Le comportement des interfaces est respectivement décrit dans la direction normale et dans la direction tangentielle. Une loi de contact est choisie pour que la pression de contact ne puisse être transmise que lorsque les surfaces sont en contact. Afin d'éviter des problèmes numériques, une fois que deux surfaces sont en contact, elles ne se séparent plus dans la suite de l'analyse. Différents comportements tangentiels (linéaires ou non-linéaire) aux interfaces ont été programmés en FORTRAN selon les matériaux en contact.

Dans le cas présent, l'interaction tangentielle des surfaces en contact est décrite par une loi élasto-parfaitement plastique avec critère de type Mohr-Coulomb (figure 3) ; ce critère est défini par différents auteurs (Perkins, Villard) par un coefficient de frottement (μ) et un glissement élastique (E_{slip}). Le paramètre E_{slip} , représente un déplacement relatif nécessaire pour la mobilisation maximum du frottement.

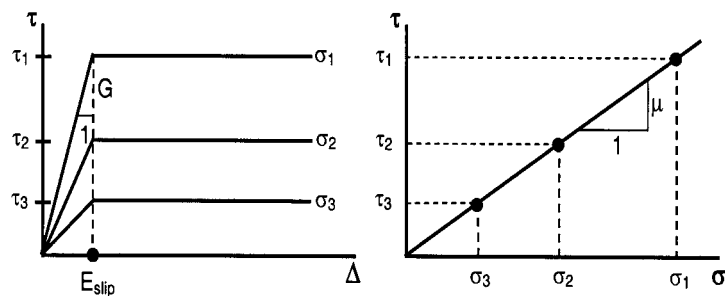


Figure 3. Schéma du modèle Mohr Coulomb aux interfaces (Perkins, 2005)

3. Chargement et prise en compte de l'eau

3.1. Chargement progressif

Le sol de couverture est généralement posé du bas vers le haut du talus sur le chantier. Afin de respecter ce processus dans notre modèle, la couche du sol de couverture est divisée en une série de tranches de même taille, dont les poids sont activés l'un après l'autre dans les différentes étapes de l'analyse.

3.2. Prise en compte de l'eau

Dans la littérature, très peu d'études de l'influence de l'eau sur la stabilité d'un DEG ont été présentées. Les méthodes de dimensionnement dans lesquelles l'eau est prise en compte ne sont développées généralement que pour les approches globales. Dans le modèle présenté, l'utilisation des éléments poreux nous permet d'effectuer des analyses intégrant l'influence de l'eau. Un écoulement parallèle à la pente est considéré juste après la fin du chargement progressif dans notre modèle (figure 4). Ceci se réalise en imposant des sous-pressions générées par cet écoulement aux nœuds des nappes étanches

dans les différentes étapes de l'analyse. La valeur de ces pressions augmente au fur et à mesure du degré de saturation dans la couche de couverture. Aucun effet transitoire n'est pris en considération .

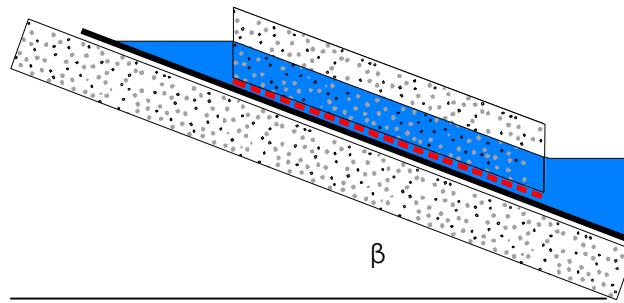


Figure 4. Exemple d'un DEG avec un écoulement parallèle à la pente dans le sol de couverture

4. Validations

Le modèle décrit ci-dessus est ensuite validé sur deux expérimentations en vraie grandeur. Le déroulement de ces deux expérimentations et les comparaisons des résultats expérimentaux et numériques sont présentés ci-après.

4.1. Cas de Montreuil sur Barse

Pour évaluer la performance de différents systèmes d'étanchéité, une expérimentation en vraie grandeur a été menée sur un DEG préalablement instrumenté. Une présentation détaillée de l'ouvrage et de son instrumentation a été faite par FEKI (1996). On se limite ici à donner les résultats obtenus avec le modèle présenté ci-dessus et les mesures expérimentales.

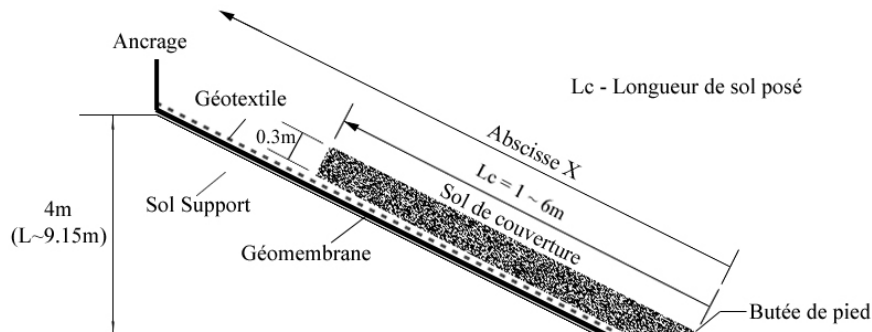


Figure 5. Schéma du DEG expérimental de Montreuil

Il s'agit d'un chargement progressif jusqu'à une longueur $L_c = 6$ m de couche de couverture sur pente (figure 5). Les propriétés des matériaux et les caractéristiques des interfaces sont données dans le tableau I. Les rigidités en traction du géotextile et de la géomembrane sont respectivement 458 kN/m et 56 kN/m.

Tableau I. Caractéristiques des interfaces (Villard, 1999)

	Support/GMB	GMB/GTX	GTX/Sol
δ (degrés)	9	12	29
E_{slip} (mm)	0.2	2	2

Sur la figure 6 sont comparées les tensions obtenues en tête de talus, dans le géotextile et la géomembrane, par le calcul et par les capteurs de force installés en tête des géosynthétiques. Les courbes calculées et les mesures expérimentales sont proches. La diminution, en fin de chargement, de la force d'ancrage de la GMB mesurée est due au déplacement accidentel du système d'ancrage constaté sur le site.

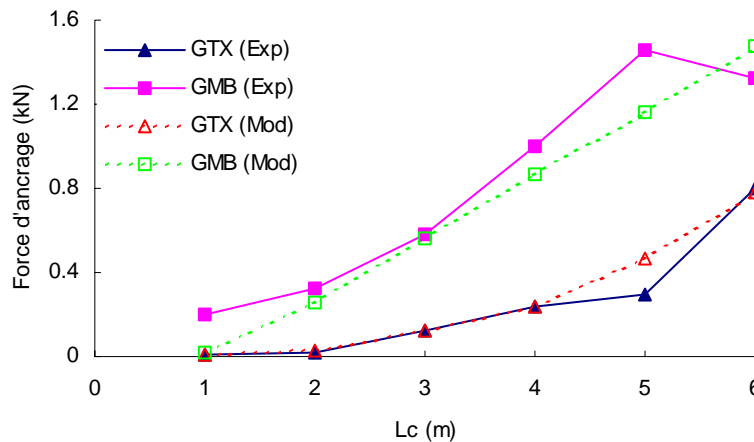


Figure 6. Force d'ancrage dans les géosynthétiques – comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

La comparaison entre expérimentation et modélisation pour le déplacement en différents points du géotextile est présentée sur la figure 7 pour plusieurs longueurs de chargement ($L_c=3,4,5,6$ m). On constate que les déplacements expérimentaux et théoriques sont proches, sauf près de l'ancrage où les déplacements expérimentaux sont trop importants et non réalistes car ils devraient être nuls au point d'ancrage. Ceci est dû à un problème expérimental : un soulèvement des câbles de mesure par les mors de fixation des nappes géosynthétiques a été constaté pour $L_c=6$ m.

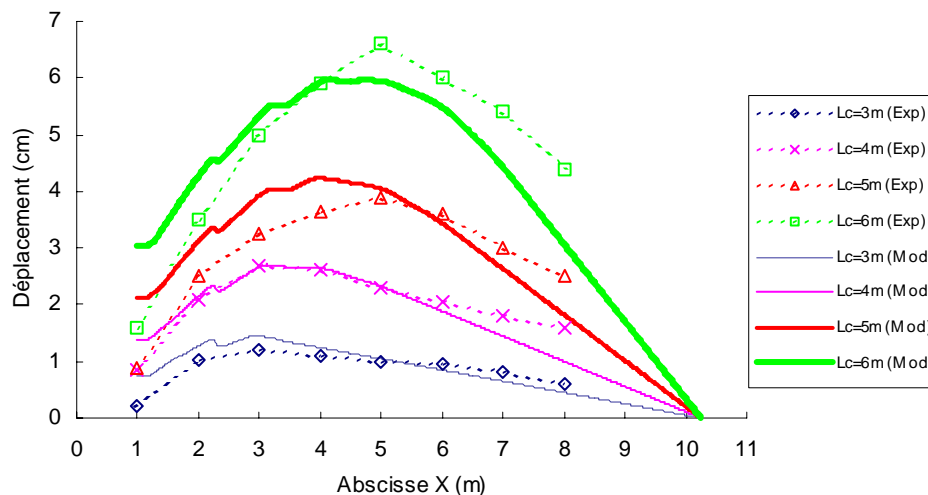


Figure 7. Profils des déplacements dans le géotextile – comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

Afin de comparer les résultats numériques et expérimentaux avec ceux calculés par la méthode des blocs (figure 8), on a fait la somme de la force d'ancrage dans le GTX (T_{gtx}) et celle dans la GMB (T_{gmb}) présentées sur la figure 6. Si les forces d'ancrage reprises par l'ensemble des géosynthétiques données par ces trois modes, en fin de chargement progressif ($L_c=6$ m), sont cohérentes, on remarque que la méthode des blocs ne donne une force qu'à partir d'une longueur de couverture L_c d'environ 4 m alors qu'une sollicitation en tension du géotextile est observée dès une longueur L_c de 1m pour la MEF et dès la mise en place des sols de couverture sur pente pour les mesures expérimentales. L'origine de cet écart s'explique par la non prise en compte d'un ancrage en tête dans la méthode des blocs (qui calcule la force nécessaire pour atteindre l'équilibre) alors que pour la MEF et l'expérimentation, les

géosynthétiques sont ancrés et par conséquent sont sollicités en traction dès le début du chargement du sol. De plus, dans la méthode des blocs, la butée de pied est considérée comme mobilisable dès la mise en place des premiers éléments du sol de couverture supposé monolithique donc sans tassement.

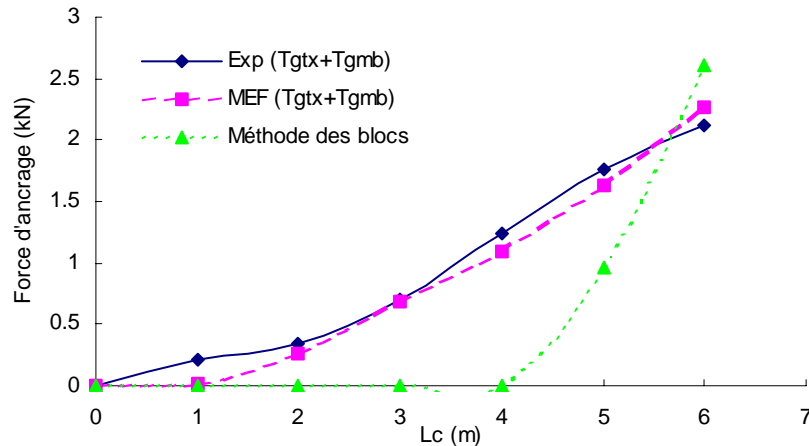


Figure 8. Comparaison des valeurs mesurées, analytiques et numériques de la force d'ancrage pour l'ensemble des géosynthétiques

Sur la figure 9 sont présentées les déformations du géotextile obtenues par la simulation numérique et déterminées expérimentalement pour deux longueurs de chargement ($L_c = 4$ et 6 m). Sur la partie non-chargée par le sol de couverture, les déformations calculées dans la nappe sont, à juste titre, constantes, alors que les déformations expérimentales varient notamment sur le dernier mètre pour $L_c = 6$ m. Les déformations négatives obtenues par le calcul sont à considérer de manière qualitative du fait du choix arbitraire des modules de compression des géosynthétiques ; l'intérêt est la détermination de la limite entre les zones en traction et en "compression" dans le géotextile, élément qui peut être très important pour le concepteur.

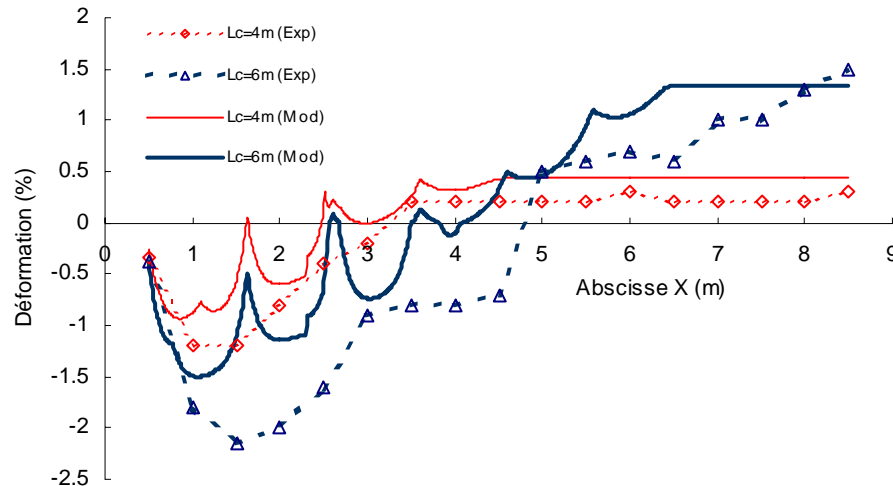


Figure 9. Profils des déformations dans le géotextile – comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

En résumé, l'ensemble des résultats obtenus fait apparaître une bonne cohérence entre les résultats de la modélisation effectuée et les mesures expérimentales.

4.2. Cas du talus de CESTAS

L'objectif principal de cette expérimentation est de vérifier l'influence de la saturation du sol de couverture sur la stabilité du DEG sur pente. Cette expérimentation se déroule en deux étapes :

- chargement progressif sans butée de pied,
- saturation du sol de couverture.

Le schéma du complexe géosynthétique et les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que de leurs interfaces sont respectivement présentés sur la figure 10 et les tableaux II et III. Le détail de cette expérimentation a été présenté par Briançon (2002).

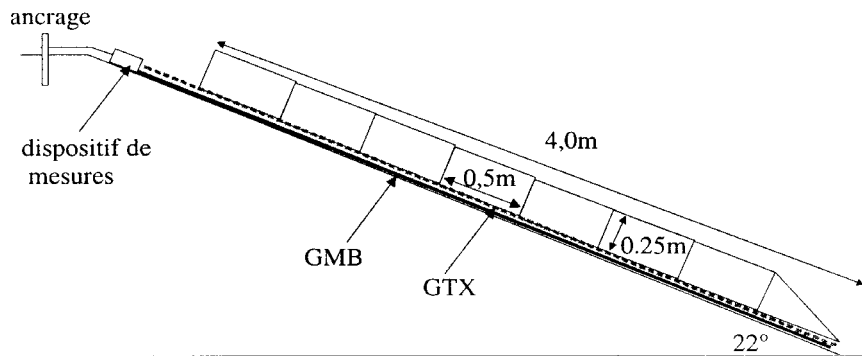


Figure 10. Coupe du talus expérimental de CESTAS

La comparaison des forces d'ancrage du géotextile données par la MEF, calculées par le logiciel G-SCAP (logiciel de calcul à l'équilibre limite par la méthode deux blocs, Poulain 2004) et mesurées est montrée sur la figure 11. Les forces dans la géomembrane sont quasi nulles et non représentées.

Tableau II. Caractéristiques des interfaces (Briançon, 2001)

	Support/GMB	GMB/GTX	GTX/Sol
$\bar{\delta}$ (degrés)	32	16	37
E_{slip} (mm)	1	0.5	2

Tableau III. Propriétés des matériaux (Briançon, 2001)

	Sol de couverture	GMB	GTX
E (kPa)	2000	7500	312000

On observe une bonne cohérence entre les résultats obtenus par les calculs analytiques et numériques et les mesures expérimentales. Contrairement au cas précédent, en l'absence ici de butée de pied, il apparaît que la méthode des blocs donnent également des forces d'ancrage satisfaisantes.

L'analyse numérique a montré un glissement de sol de couverture lorsque la hauteur d'écoulement atteint 20cm et ce glissement a été observé sur le talus pour une hauteur d'eau mesurée de 21 cm dans la couche de sol.

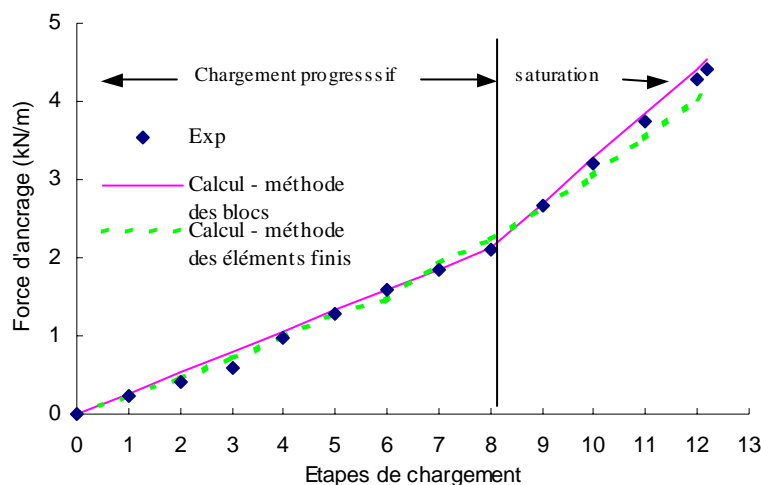


Figure 11. Force d'ancrage dans le géotextile – comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

5. Intérêt de la modélisation numérique pour le projeteur

Les résultats des simulations de talus instrumentés présentés aux paragraphes 4.1 et 4.2 illustrent l'intérêt de la modélisation numérique pour le projeteur.

En ce qui concerne la force d'ancrage en tête de talus, les résultats donnés par la figure 8 montrent que la méthode des blocs ne permet de déterminer qu'une valeur globale et non pas les efforts dans chacun des géosynthétiques ; elle peut donc se révéler insuffisante dans certaines configurations, en fonction des valeurs relatives des angles de frottement des différentes interfaces et des modules de déformation des différents matériaux. La figure 11 montre une bonne cohérence entre les différentes méthodes, dans un cas où tout l'effort de traction est repris par le seul géosynthétique supérieur.

Par ailleurs, l'apport essentiel du calcul par éléments finis est la connaissance à chaque étape de la construction et de la vie de l'ouvrage des tensions et du déplacement en tout point des géosynthétiques, en particulier la limite entre les zones en traction et en compression est définie (figure 9).

6. Conclusion

Le développement de ce nouveau modèle permet d'améliorer la connaissance du comportement mécanique des géosynthétiques dans un DEG. Les influences du chargement progressif du sol de couverture et de sa saturation sur la stabilité d'un DEG ont été correctement modélisées.

La validation du modèle proposé nous permet de poursuivre nos travaux de recherche par des études paramétriques. Un des apports essentiels du modèle proposé est la possibilité de prendre en considération dans un modèle numérique des conditions hydrauliques, dont on connaît le rôle défavorable important sur la stabilité des DEG.

Remerciements

Nous tenons à remercier les producteurs de géosynthétiques : Bidim Geosynthetics et Siplast Icopal pour leur concours à nos travaux de recherche sur ce sujet.

7. Références bibliographiques

- ABAQUS version 6.5 Documentation – ABAQUS User's Manual, Volume II, III, VI. ©ABAQUS 2006.
- Briançon L. (2001) Stabilité sur pente des dispositifs géosynthétiques - caractérisation du frottement aux interfaces et applications. *Thèse de doctorat, Université Bordeaux I.*
- Chareyre B. (2003) Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-géosynthétique par éléments discrets - application aux ancrages en tête de talus. *Thèse de doctorat, Université Grenoble I.*
- Feki N. (1996) Modèle physique et numérique de la stabilité des couvertures géosynthétiques en pente - application aux centre de stockage des déchets. *Thèse de doctorat, Université Grenoble I.*
- Giroud J.P., Bachus R.C., Bonaparte R. (1995) Influence of water flow on the stability of geosynthetic-soil layered systems on slopes. *Geosynthetics International, vol. 2, n°6, 1149-1180.*
- Lala Rakatoson S. J. (1998) Les interfaces géosynthétiques sous faibles confinement au plan incliné, *Thèse de doctorat, Université Grenoble I.*
- Menétrey P. and Willam K. J. (1995) Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. *ACI Structural Journal, 311-318.*
- Perkins S.W, Christopher B.R, Eiksund G.R, Schwartz C.S, Svan G. (2005) Modeling effects of reinforcement on lateral confinement of roadway aggregate. *Geofrontiers 2005.*
- Poulain D., Girard H., Glaud V., Haddane K. (2004) Stability and anchorage of geosynthetic systems on slopes: development of a new designing tool. *EuroGeo 3. Munich.*
- Soong T.Y., Koerner R.M. (1996) Seepage induced slope instability. *Geotextiles and Geomembranes. vol. 2, 425-455.*
- Wilson Fahmy R.F., Koerner R.M. (1993) Finite element analysis of stability of cover soil on geomembrane-lined slopes. *Geosynthetics' 93. Vancouver.*
- Villard P., Gourc J.P., Feki N. (1999) Analysis of geosynthetic lining systems (GLS) undergoing large deformations. *Geotextiles and Geomembranes vol.17, 17-32.*