

## Stability of geosynthetic reinforced embankments over stone column-improved soft soil

### *Stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétique sur un sol compressible traité par colonnes ballastées*

Mohamed Labeled<sup>✉</sup>, Mekki Mellas

Laboratoire de Recherche en Génie Civil, Université de Biskra, BP 145 Biskra 07000, Algérie

Received 2 August 2016

Revised 15 October 2016

Accepted 20 October 2016

Published online: 27 October 2016

#### Keywords

Geosynthetic

Stone column

Finite difference

Stability

Factor of safety

Embankment

**Abstract:** The stability of embankments on soft soils is a common problem; the reinforcement of this type of soil by a geosynthetic sheet above stone columns is a recent technique, for an excellent distribution of the vertical stresses on the stone columns and the soft soils. This paper focuses on the numerical analysis of a geosynthetic-reinforced embankment over stone column-improved soft soil. The finite difference code Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D) was used to determine the optimal placement of the geosynthetic sheet. The embankment fill, the subsoil, and the stone columns were modeled by an elasto-plastic model with a Mohr-Coulomb yield criterion and associated flow rule. In this study, several geometrical and mechanical parameters have been considered, such as the stiffness modulus, the placement of geosynthetic sheet, and the internal friction angle of the embankment fill. The factor of safety obtained by 3D numerical method was compared with those obtained by 2D numerical methods. The results of this study show the effect of the placement and stiffness of the geosynthetic sheet on the factor of safety.

© 2016 The authors. Published by the Faculty of Sciences & Technology, University of Biskra. This is an open access article under the CC BY license.

**Résumé:** Les sols compressibles posent un problème de stabilité des ouvrages en terre, le renforcement de ce type de sol par une nappe géosynthétique au-dessus des colonnes ballastées est une technique récente qui permet d'assurer une bonne distribution des contraintes verticales. Le présent article s'intéresse à l'étude numérique de la stabilité d'un remblai purement frottant renforcé par géosynthétique sur un sol compressible traité par colonnes ballastées. Le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions), a été utilisé pour déterminer l'emplacement optimal des nappes géosynthétiques. Le comportement élastique-parfaitement plastique a été adopté pour le sol en considérant le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement associée. Cette étude a été effectuée en faisant varier la raideur et l'emplacement des nappes géosynthétiques, ainsi que l'angle du frottement interne du sol du remblai. Les facteurs de sécurité obtenus par un calcul tridimensionnel ont été comparés aux résultats d'un calcul bidimensionnel. Les résultats de la présente étude permettent de mettre en évidence l'influence de l'emplacement et la raideur des nappes géosynthétiques sur le facteur de sécurité.

**Mots clés :** Géosynthétique; Colonne ballastée; Différences finies; Stabilité ; Facteur de sécurité ; Remblai.

## 1. Introduction

L'étude de la stabilité des pentes est un sujet important dans le domaine de géotechnique. De nombreuses méthodes ont été développées pour l'étude du problème des glissements de terrain en faisant des hypothèses différentes sur la forme et l'emplacement de la surface de glissement ; cependant, parfois les résultats montrent une dispersion importante du facteur de sécurité. On trouve la méthode d'équilibre limite (Bishop 1955 ; Petterson 1955 ; Fellenius 1936). La modélisation par éléments finis ou différences finies permet d'étudier l'effet de nombreux phénomènes sur la stabilité des pentes (Dawson et al. 1999 ; Griffiths et Lane 1999 ; Lyamin et Sloan 2002 ; Cheng et al. 2007 ; Liu et Shao 2015 ; Tschuchnigg et al. 2015 ; Luo et al. 2016), cette modélisation permet de définir un facteur de sécurité en réduisant simplement les caractéristiques de résistance jusqu'à ce que la rupture se produise (méthode c- $\phi$  réduction). Kupka et al. (2009) ont présenté une étude comparative entre les deux

méthodes, pour montrer l'effet de la prise en compte des forces inter-tranches sur le facteur de sécurité déterminé par la méthode de réduction des caractéristiques de résistance. Le problème de renforcement des pentes par des nappes géosynthétiques a été largement examiné (Palmeira et al. 1998 ; Shukla 2002 ; Zornberg et Arriaga 2003 ; Qhaderi et al. 2005 ; Wulandari et Tjandra 2006 ; Viswanadham et Mahajan 2007 ; Kupka et al. 2009 ; Hu et al. 2010 ; Luo et al. 2016), cette technique présente une solution intéressante pour la stabilité des remblais.

La méthode de traitement par colonnes ballastées est largement utilisée pour résoudre les problèmes de stabilité des ouvrages sur sols compressibles. Cette méthode consiste à remplacer une partie du sol par un matériau granulaire, possédant un angle de frottement interne élevé et une cohésion négligeable. Hughes et Withers (1974) ont réalisé une importante série d'essais sur une colonne ballastée isolée et chargée verticalement à la rupture

<sup>✉</sup> Corresponding author. E-mail address: medlabeled2009@gmail.com

dans une argile normalement consolidée, cette étude a permis de confirmer l'augmentation de la capacité portante. Balaam et Booker (1985) ont présenté une analyse numérique par éléments finis pour l'étude du tassement d'une fondation rigide posée sur une couche d'argile stabilisée par des colonnes ballastées, ils ont trouvé que cette technique de traitement réduit le tassement du sol. Il est possible d'étudier des fondations souples ou rigides sous charges concentrées ou uniformément réparties et posées sur différents types de sols traités par colonnes ballastées (Madhav et Vitkar 1978 ; Bouassida et al. 1995 ; Dhoub et Blondeau 2005 ; Choobbasti et al. 2011 ; Gniel et Bouazza 2009 ; Afshar et Ghazavi 2014 ; Mohanty et Samanta 2015).

Le problème d'un remblai au-dessus d'un sol compressible renforcé par des colonnes ballastées a été traité par de nombreux auteurs. Borges et al. (2009) ont considéré un remblai sur une couche d'argile molle traitée par des colonnes ballastées, ils ont étudié l'influence de l'espacement, le diamètre et le module de déformation des colonnes ballastées, aussi la raideur des nappes géosynthétiques. Les résultats obtenus ont permis de proposer une méthode pour déterminer la répartition des contraintes au-dessus des colonnes ballastées. La stabilité des remblais sur sol compressible traité par des colonnes ballastées a fait l'objet d'études numériques et théoriques. Rowe et Soderma (1985) ont utilisé la méthode d'équilibre limite pour étudier la stabilité à court terme d'un remblai renforcé par géotextile sur un sol purement cohérent. En utilisant l'approche de Dimaggio (1978), une étude paramétrique a été présentée par Giannaros et Tsiambaos (1997), pour analyser la stabilité d'un remblai sur sol compressible traité par des colonnes ballastées.

Le code FLAC a été utilisé par Abusharar et Han (2011) pour examiner la stabilité d'un remblai sur sol compressible traité par des colonnes ballastées, le facteur de sécurité a été déterminé par deux approches, la première est basée sur un modèle de colonne individuelle et la deuxième adopte la méthode de milieu homogène équivalent. L'étude comparative montre que les valeurs du facteur de sécurité obtenues par la méthode de milieu homogène équivalent sont supérieures à celles du modèle de colonne individuelle. Deb et al. (2012) ont utilisé la méthode d'algorithme génétique pour localiser la surface critique de rupture et optimiser le facteur de sécurité d'un remblai renforcé par géosynthétiques, construit sur une couche d'argile compressible traitée par colonnes ballastées et renforcées par géosynthétiques. Il a été démontré qu'un algorithme génétique peut être utilisé avec succès pour localiser la surface de rupture critique dans la colonne ballastée. Zhang et al. (2014) ont étudié la stabilité d'un remblai non renforcé au-dessus d'une argile compressible traitée par colonnes ballastées; les résultats du facteur de sécurité déterminés par un calcul tridimensionnel par le code FLAC3D, ont été comparés avec ceux obtenus par la méthode des murs équivalents et la méthode du milieu homogène équivalent, ils ont constaté que les trois méthodes donnent des facteurs de sécurité en bon accord. Récemment, Chen et al. (2015) ont réalisé des essais sur un modèle physique et une modélisation numérique tridimensionnelle en éléments finis, pour étudier le comportement d'un remblai uniformément

chargé posé sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées entourées par des géosynthétiques, ils ont remarqué une rupture par flexion des colonnes renforcées.

La modélisation numérique avec la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, est devenue très fiable, pour l'étude des problèmes de stabilité des sols; cette technique permet de déterminer le facteur de sécurité par la méthode de "  $c - \varphi$  réduction ". Elle consiste à diminuer la cohésion et l'angle de frottement interne jusqu'à la rupture du massif, qui se traduit numériquement, lorsqu'il n'est pas possible de trouver un état de contrainte admissible, en équilibre avec les charges appliquées. Le calcul fournit également une information sur le mécanisme de rupture trouvé par le calcul numérique. La cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$  pour chaque valeur de test du facteur de sécurité sont ajustés selon les équations suivantes :

$$c^{test} = \frac{1}{F_s^{test}} c \quad (1)$$

$$\varphi^{test} = \arctan \left( \frac{1}{F_s^{test}} \tan \varphi \right) \quad (2)$$

La présente étude traite avec le code FLAC3D (2006), le problème d'interaction du remblai renforcé par géosynthétiques sur un sol compressible amélioré par des colonnes ballastées. Cette étude s'intéresse au calcul numérique du facteur de sécurité afin de dégager des recommandations constructives concernant la disposition optimale des nappes géosynthétiques dans le remblai. Plusieurs approches de modélisation des colonnes ballastées sont également examinées, les résultats du facteur de sécurité déterminés par un calcul tridimensionnel sont comparés à ceux obtenus par les méthodes des murs équivalents et la méthode de milieu homogène équivalent.

## 2. Méthodes d'équivalence bidimensionnelle du sol traité par des colonnes ballastées

Malgré les hypothèses de simplification du modèle bidimensionnel, cela reste encore une modélisation adaptée pour l'étude de la stabilité des pentes. L'analyse numérique bidimensionnelle est utilisée généralement dans la pratique pour sa simplicité en comparant avec l'analyse numérique tridimensionnelle. Le remblai sur sol compressible traité par des colonnes ballastées peut-être étudié en déformation plane, en utilisant les méthodes des murs équivalents ou la méthode d'un milieu homogène équivalent.

De nombreuses méthodes d'équivalence bidimensionnelle ont été proposées pour simplifier l'étude du comportement du sol compressible avec des colonnes ballastées, ces approches permettent de réduire le temps de calcul du facteur de sécurité des remblais sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées. L'étude du comportement des matériaux composites (sol compressible, colonnes ballastées) est basée sur l'hypothèse d'un matériau homogène et équivalent (Priebe 1976 ; DiMaggio 1978 ; Van Impe et De Beer 1983 ; De Buhan et Salençon 1987 ;

Terashi et al. 1991; Pruchnicki et Shahrour 1991 ; Dhoubi et al. 1993 ; Giannaros et Tsiambaos 1997; Cooper et Rose 1999 ; Han et Ye 2001 ; Han et al. 2005 ; Madhyannapu et al. 2006 ; Tan et al. 2008 ; Abusharar et Han 2011 ; Zhang et al. 2014 ; Chen et al. 2015).

## 2.1 Méthode d'un milieu homogène équivalent

L'homogénéisation consiste à remplacer un milieu complexe (sol en place, colonne ballastée) par un milieu homogène ayant les mêmes caractéristiques physiques et mécaniques (Pribe 1976 ; DiMaggio 1978 ; Giannaros et Tsiambaos 1997 ; Han et al. 2005 ; Dhoubi et Blondeau 2005 ; Madhyannapu et al. 2006 ; Abusharar et Han 2011 ; Zhang et al. 2014). Les colonnes ballastées peuvent être remplacées par un milieu homogène équivalent comme illustré sur la figure 1(a) et (b). Dans cette approche, les propriétés du sol et des colonnes ballastées sont homogénéisées. Dans le présent article, cette méthode est mentionnée MHE. Le matériau équivalent est caractérisé par des paramètres équivalents ( $c_{eq}$ ,  $\varphi_{eq}$ ,  $\gamma_{eq}$ ,  $E_{eq}$ ,  $\nu_{eq}$ ) déterminés par l'application d'un taux d'incorporation  $a_s$ , où  $a_s$  est égal au rapport entre la surface de la section de la colonne ballastée  $A_c$  et la surface plane de la partie de sol naturelle rattachée à une colonne  $A$ , comme montré sur la figure 2(a). Les paramètres équivalents sont donnés par les équations suivantes :

$$c_{eq} = c_c \cdot a_s + c_s \cdot (1 - a_s) \quad (3)$$

$$\varphi_{eq} = \tan^{-1}(a_s \cdot \tan \varphi_c + (1 - a_s) \cdot \tan \varphi_s) \quad (4)$$

$$\gamma_{eq} = \gamma_c \cdot a_s + \gamma_s \cdot (1 - a_s) \quad (5)$$

$$E_{eq} = E_c \cdot a_s + E_s \cdot (1 - a_s) \quad (6)$$

$$\nu_{eq} = \nu_c \cdot a_s + \nu_s \cdot (1 - a_s) \quad (7)$$

avec  $c_{eq}$ ,  $c_c$  et  $c_s$  sont respectivement les cohésions du milieu équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place,

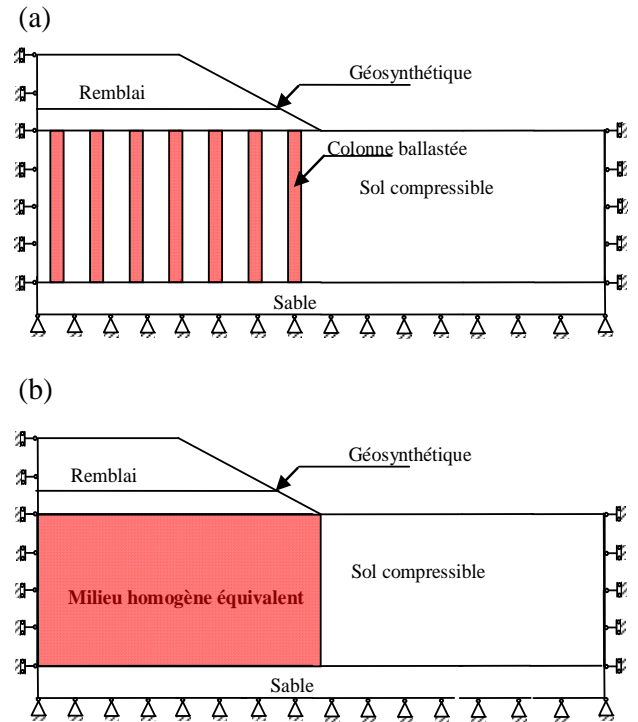
$\varphi_{eq}$ ,  $\varphi_c$  et  $\varphi_s$  sont respectivement les angles de frottements du milieu équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place,

$\gamma_{eq}$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  sont respectivement les poids volumiques du milieu équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place,

$E_{eq}$ ,  $E_c$  et  $E_s$  sont respectivement les modules d'Young du milieu équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place,

$\nu_{eq}$ ,  $\nu_c$  et  $\nu_s$  sont respectivement les coefficients de Poisson du milieu équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place.

Cette méthode s'applique bien pour la prévision du tassement dans le cas des charges réparties (Dhoubi et Blondeau 2005). Par ailleurs, cette méthode surestime les facteurs de sécurité comparés avec ceux déterminés par un modèle de colonne individuelle (Abusharar et Han 2011 ; Zhang et al. 2014).



**Fig. 1.** Modèle bidimensionnel du sol traité par des colonnes ballastées : (a) Méthode des colonnes ballastées individuelles ; (b) Méthode du milieu homogène équivalent.

## 2.2 Méthodes des murs équivalents

Les colonnes ballastées individuelles peuvent être aussi étudiées comme des murs en déformation plane. De nombreuses méthodes d'équivalence des colonnes individuelles ont été proposées pour remplacer les colonnes par des murs équivalents :

### Méthode 1

Van Impe et De Beer (1983) ont proposé une approche pour analyser les colonnes ballastées comme des murs ballastés équivalents par mètre linéaire du sol, dans ce cas la résolution du problème n'est plus faite d'une manière axisymétrique, mais en déformations planes. L'épaisseur du mur équivalent  $d_m$  est égale à la section  $A_c$  de la colonne divisée par l'espacement  $s$  entre deux colonnes consécutives, comme illustrées sur la figure 2 (c) et (d). Dans cette approche, les propriétés des murs ballastés et le sol ne sont pas homogénéisés, et le matériau des murs équivalents est caractérisé seulement par les paramètres des colonnes ballastées individuelles ( $c_c$ ,  $\varphi_c$ ,  $\gamma_c$ ,  $E_c$ ,  $\nu_c$ ) (Zhang et al. 2014). Dans le présent article, cette approche est mentionnée MME1.

### Méthode 2

Dans cette méthode, l'épaisseur des murs équivalents et le diamètre de différentes colonnes sont identiques ( $d_m = d_c$ , où  $d_m$  est l'épaisseur du mur équivalent et  $d_c$  est le diamètre des colonnes). Cette approche permet d'assortir la géométrie et les propriétés des colonnes (Terashi et al. 1991 ; Cooper et Rose 1999 ; Tan et al. 2008). Dans la présente étude, cette méthode est mentionnée MME2. Les paramètres des murs équivalents sont estimés en utilisant les paramètres moyens pondérés des colonnes et du sol compressible. Ces paramètres sont donnés par les équations suivantes :

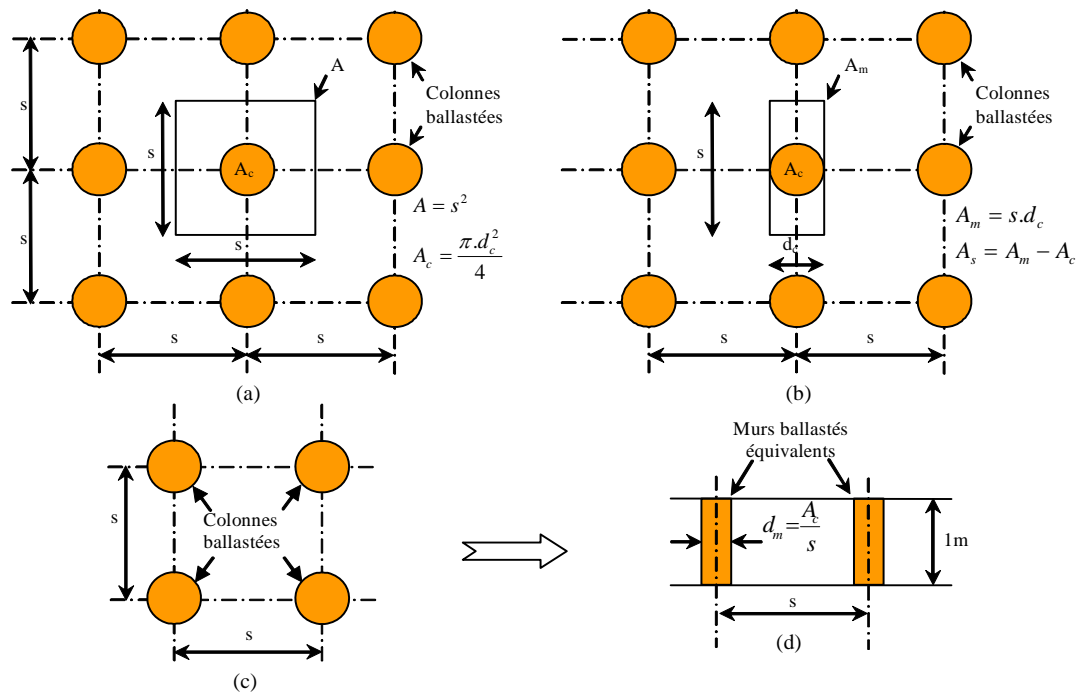


Fig. 2. Méthodes d'équivalence bidimensionnelle des colonnes : (a) MHE ; (b) MME2 ; (c) et (d) MME1.

$$A_m \cdot c_m = c_c \cdot A_c + c_s \cdot A_s \quad (8)$$

$$A_m \cdot \tan \varphi_m = A_c \cdot \tan \varphi_c + A_s \cdot \tan \varphi_s \quad (9)$$

$$A_m \cdot \gamma_m = \gamma_c \cdot A_c + \gamma_s \cdot A_s \quad (10)$$

$$A_m \cdot E_m = E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s \quad (11)$$

$$A_m \cdot \nu_m = \nu_c \cdot A_c + \nu_s \cdot A_s \quad (12)$$

avec  $c_m$ ,  $c_c$  et  $c_s$  sont respectivement les cohésions du mur équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place,

$\varphi_m$ ,  $\varphi_c$  et  $\varphi_s$  sont respectivement les angles de frottements du mur équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place,

$\gamma_m$ ,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$  sont respectivement les poids volumiques du mur équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place,

$E_m$ ,  $E_c$  et  $E_s$  sont respectivement les modules d'Young du mur équivalent, de la colonne ballastée et du sol en place,

$\nu_m$ ,  $\nu_c$  et  $\nu_s$  sont respectivement les coefficients de Poisson du mur équivalent, de colonne ballastée et de sol en place.

### 3. Présentation du problème

Le code FLAC3D (2006) (Fast Lagrangian Analysis of Continuum in 3 Dimensions), a été utilisé pour l'étude numérique d'un remblai renforcé par géosynthétiques posé sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées. FLAC3D est un code en différences finies explicites, développé par la société ITASCA Consulting Group. FLAC3D a été utilisé à la place de FLAC2D, pour comparer les résultats du modèle tridimensionnel avec ceux obtenus en utilisant un modèle bidimensionnel. Ainsi, il était souhaitable de garder le même code et maillage générique.

La présente étude s'intéresse à l'étude de la stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétiques posé sur un sol traité par des colonnes ballastées en appliquant : les deux méthodes des murs ballastés équivalents présentés ci-dessus, la méthode du milieu homogène équivalent et les calculs numériques tridimensionnels. Le modèle présenté sur la figure 3 est utilisé par plusieurs auteurs (Han et al. 2007 ; Abusharar et Han, 2011 et Zhang et al. 2014). Cependant, ce modèle n'est pas utilisé pour examiner la stabilité du remblai renforcé par des nappes géosynthétiques. Ainsi, ce modèle est adopté dans la présente étude et considéré comme un cas de référence pour l'étude de la stabilité d'un remblai renforcé établi sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées. Il s'agit d'un remblai de hauteur 5 m qui fait un angle  $\theta$  de  $26,6^\circ$  avec l'horizontale (pente 1/2) et repose sur une couche du sol compressible d'épaisseur 10 m. La couche du sol compressible est traitée par un réseau des colonnes ballastées qui sont posées sur un sable compact. Pour la modélisation tridimensionnelle, les colonnes ont une section circulaire de diamètre  $d_c = 0,80$  m; cependant, pour la modélisation par la méthode du milieu homogène équivalent (MHE), on traite les colonnes ballastées et le sol en place comme un matériau homogène équivalent (également appelée milieu renforcé). Pour appliquer la méthode des murs ballastés équivalents par mètre linéaire du sol (MME1), l'épaisseur des murs ballastés  $d_m$  est déterminée comme indiqué sur la figure 2(d). Dans le cas de la méthode des murs ballastés équivalents (MME2), l'épaisseur des murs et le diamètre des colonnes ballastées sont identiques ( $d_m = d_c$ ). L'espacement  $s$  entre les colonnes et les murs équivalents dans les deux méthodes MME1 et MME2 et la modélisation tridimensionnelle est  $s = 4$  m. Du fait de la symétrie longitudinale et transversale du problème, seul un quart du modèle est retenu, comme présenté sur la figure 3.

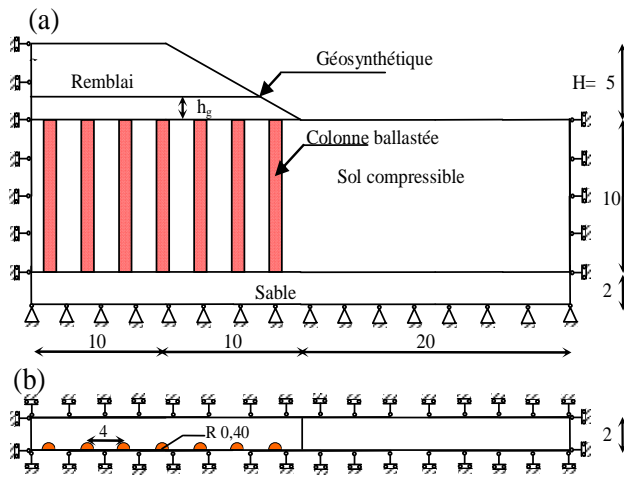


Fig. 3. Géométrie du modèle tridimensionnel : (a) Vue en coupe verticale ; (b) Vue en plan ; (unité : m).

#### 4. Modélisation numérique

Le comportement du remblai renforcé, le sol compressible, le sable et les colonnes ballastées sont régis par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée a été adopté. Ce critère est caractérisé par le poids volumique  $\gamma$ , le module d'Young  $E$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement interne des sols  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi = \varphi$  (associativité). Les valeurs des paramètres utilisés sont présentées dans le tableau 1. La couche du sable au dessous des colonnes ballastées est supposée compacte, ainsi une grande valeur du module d'Young  $E$  est adoptée.

Les nappes géosynthétiques sont modélisées en utilisant le code FLAC3D à l'aide de l'élément de structure de type « geogrid ». L'utilisation de l'élément géogrid nécessite de spécifier les

caractéristiques mécaniques et géométriques, telles que la raideur  $J$ , le coefficient de poisson  $\nu$  et l'épaisseur  $t$ . La résistance au cisaillement à l'interface sol-géogrid est caractérisée par une loi de frottement de type Mohr-Coulomb. L'interface sol-géogrid est caractérisée par la cohésion  $c_{gs}$ , l'angle de frottement  $\varphi_{gs}$  et la raideur du ressort  $k$ . Le glissement se produit dans le sol et non à l'interface sol-renforcement ( $\varphi_{gs} = \varphi$  et  $c_{gs} = c$ ).

Les valeurs des paramètres de l'élément géogrid sont données dans le tableau 2. La raideur de nappe géosynthétique a été définie en considérant les capacités mécaniques des produits existants.

Les figures 4 (a), (b), (c) et (d) montrent le maillage utilisé pour l'étude de stabilité du remblai en considérant les trois méthodes d'équivalence et le calcul tridimensionnel. Le maillage comporte un nombre important d'éléments, ce qui conduit à un temps de calcul exorbitant.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, les déplacements sont bloqués dans toutes les directions pour la base du modèle. Pour le calcul bidimensionnel, le déplacement dans la troisième dimension est bloqué pour traiter le problème en déformation plane (Figure 1 et 3).

#### 5. Résultats et discussions

##### 5.1 Validation du modèle

Les quatre méthodes présentées ci-dessus (3D, MHE, MME1, MME2) sont utilisées pour étudier la stabilité d'un remblai établi sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées. Les facteurs de sécurité sont déterminés en considérant un remblai sans renforcement. Le taux d'incorporation de la méthode du

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des sols, d'après Abusharar et Han (2011) et Zhang et al. (2014)

	Diamètre ou Épaisseur du mur $d$	Module d'Young $E$	Coefficient de Poisson $\nu$	Poids volumique $\gamma$	Angle de frottement $\varphi$	Cohésion $c$
Unité	m	MPa	-	kg/m <sup>3</sup>	°	kPa
Remblai renforcé	-	30	0,30	1800	32	0
Sol compressible	-	4	0,45	1600	0	20
Colonne ballastée	0,800	40	0,30	1700	38	0
Sable	-	100	0,30	1800	30	0
Milieu homogène équivalent (MHE)	-	5,23	0,44	1603,14	1,41	19,37
Murs équivalents (MME1)	0,126	40	0,30	1700	38	0
Murs équivalents (MME2)	0,800	10	0,40	1616	7,03	16,86

Tableau 2 : Caractéristiques de géosynthétique

	Raideur de la géogrid $J$	Coefficient de Poisson $\nu$	Épaisseur $t$	Angle de frottement $\varphi_{gs}$	Cohésion $c_{gs}$	Raideur du ressort $k$
Unité	kN/m	-	m	°	kPa	kPa / m
Géosynthétique	500	0,4	5×10 <sup>-3</sup>	32	0	10 <sup>3</sup>

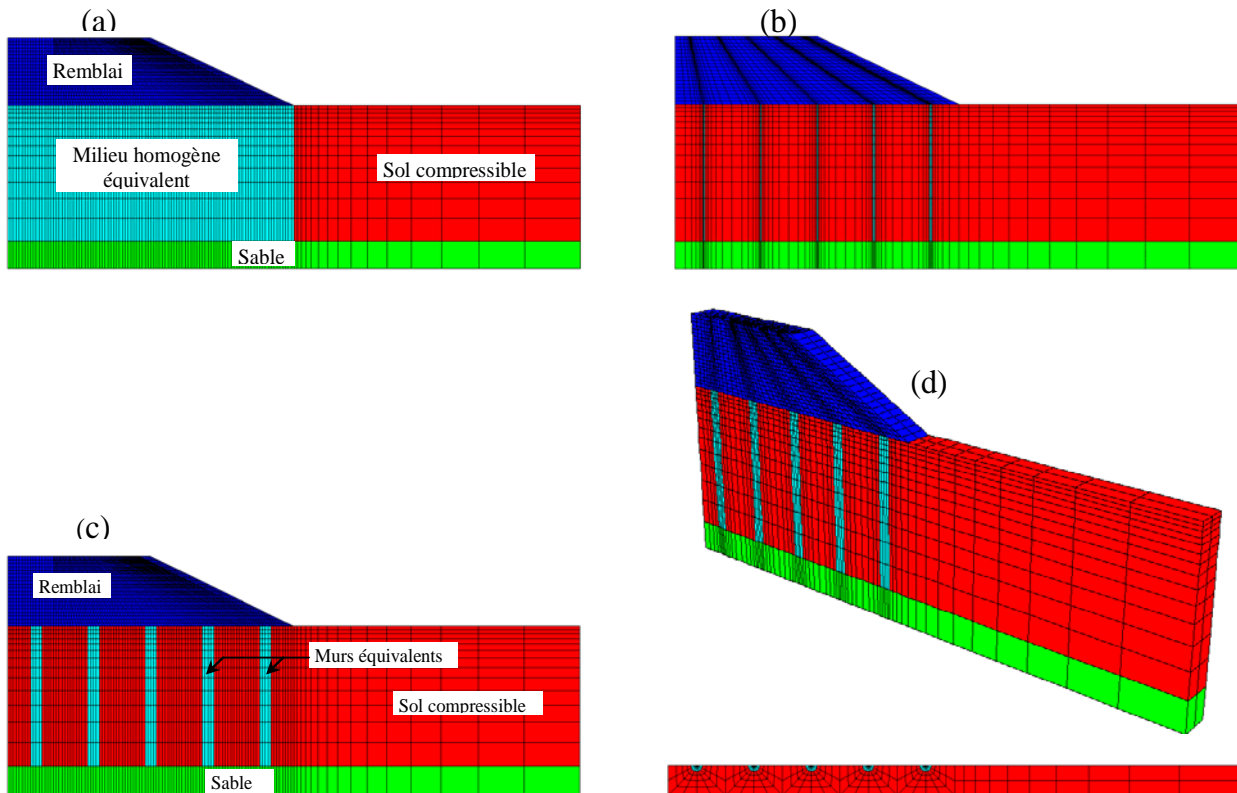


Fig. 4. Maillage retenu pour les modèles bidimensionnels et tridimensionnel : (a) MHE ; (b) MME1 ; (c) MME2 ; (d) Vue en perspective et de plan.

milieu homogène équivalent  $\alpha_s=0,0314$  est obtenu pour les colonnes ballastées circulaires de diamètre  $d_c=0,8$  m, avec un espacement dans les deux directions  $s=4$  m. En remplaçant ce taux d'incorporation dans les relations (3), (4), (5), (6) et (7), on trouve les caractéristiques du milieu homogène équivalent. L'épaisseur du mur équivalent calculée par la méthode des murs ballastés équivalents 1 (MME1) est  $d_m=0,126$  m. L'utilisation des surfaces du mur équivalent, la colonne et le sol en place ( $A_m=3,20$  m<sup>2</sup>,  $A_c=0,502$  m<sup>2</sup>,  $A_s=2,70$  m<sup>2</sup>), permettent de déterminer les caractéristiques des murs équivalents 2 (MME2) par l'application des relations (8), (9), (10), (11) et (12).

La figure 5 montre une comparaison des facteurs de sécurité, obtenus par la présente étude en utilisant les quatre méthodes, à ceux obtenus par Abusharar et Han (2011) en appliquant la méthode des colonnes individuelles et la méthode d'un milieu homogène équivalent. Il est clair que dans le cas d'un remblai sans renforcement les différentes approches introduites dans le présent modèle donnent des résultats en excellent accord; par ailleurs, on peut constater une sous-estimation par rapport aux facteurs de sécurité donnés par Abusharar et Han (2011). Ainsi, la présente étude donne des valeurs plus conservatrices. La modélisation bidimensionnelle des colonnes ballastées proposée par Abusharar et Han (2011) est basée sur des hypothèses de simplification. La première suppose l'égalité entre l'épaisseur des murs équivalents et le diamètre des colonnes ballastées ( $d_m = d_c$ ), sans homogénéisation entre les propriétés du sol des colonnes ballastées et du sol compressible. La seconde hypothèse définit le taux d'incorporation comme le rapport entre la surface de la coupe verticale de la colonne ballastée et la surface de la coupe

verticale du sol compressible rattaché à une colonne. Cette dernière hypothèse conduit à une valeur de taux d'incorporation  $\alpha_s = 0,2$ ; ceci explique la surestimation du facteur de sécurité obtenu par Abusharar et Han (2011) en utilisant la méthode du milieu homogène équivalent.

Aussi, les facteurs de sécurité sont déterminés en considérant un remblai avec renforcement par une nappe géosynthétique située à mi-hauteur du remblai, la figure 5 présente les facteurs de sécurité obtenus par les quatre méthodes (3D, MHE, MME1, MME2). On peut constater que les méthodes d'équivalence bidimensionnelles sous-estiment légèrement le facteur de sécurité en comparant avec la méthode tridimensionnelle. Aussi, il est intéressant de noter que le renforcement du remblai par une nappe géosynthétique située à mi-hauteur augmente le facteur de sécurité de l'ordre de 10 %.

La figure 6 montre les surfaces de concentration des déformations de cisaillement obtenues par les différentes approches utilisées dans la présente étude (3D, MHE, MME1, MME2). En utilisant les caractéristiques mécaniques homogénéisées, la méthode du milieu homogène équivalent donne une surface de rupture continue. Par ailleurs, on constate une surface de rupture discontinue obtenue par l'application des méthodes des murs équivalents et le modèle tridimensionnel, à cause de la discontinuité des caractéristiques mécaniques du sol compressible et des colonnes ballastées. Toutes les méthodes donnent des facteurs de sécurité en excellent accord, ce qui explique la similarité de l'allure de la surface de concentration des déformations de cisaillement.



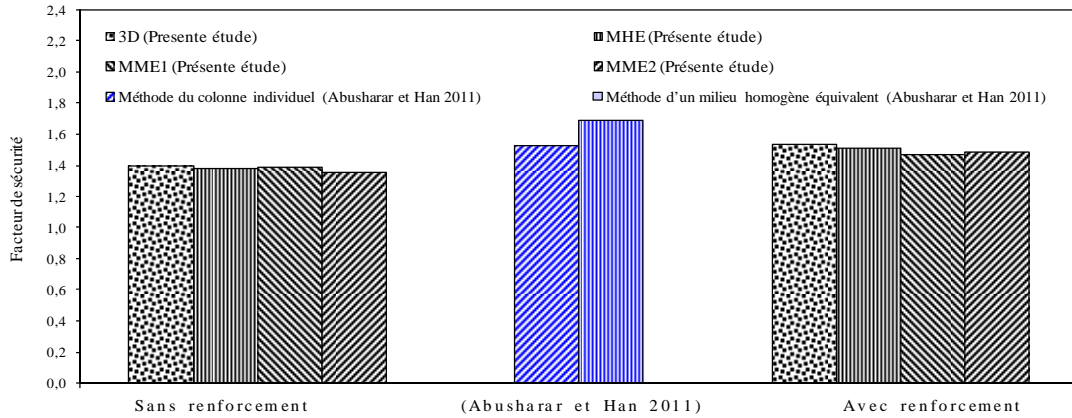


Fig. 5. Comparaison des facteurs de sécurité obtenus par différentes approches.

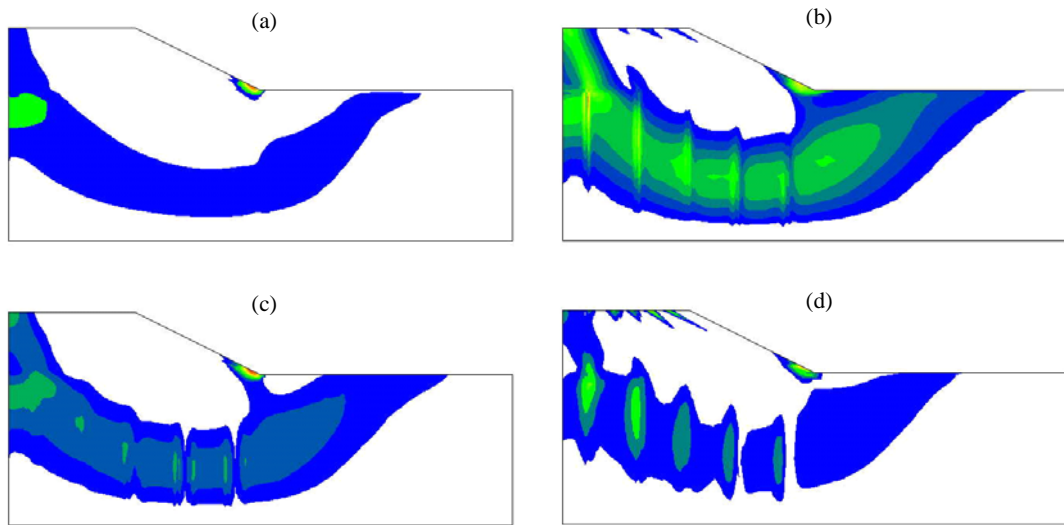


Fig. 6. Déformations de cisaillement maximales obtenues par différentes approches : (a) MHE ; (b) MME1 ; (c) MME2 ; (d) 3D.

**5.2 Étude paramétrique**

Après la validation des résultats obtenus par la présente étude en considérant différentes méthodes, on adopte la méthode des murs ballastés équivalents (MME2) pour l'étude paramétrique. Ce choix est justifié par la simplicité de l'équivalence, la facilité de produire un maillage simple et le temps de calcul raisonnable. Cette étude examine la stabilité d'un remblai renforcé en considérant différents angles de frottement interne :  $\varphi=25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$  et  $45^\circ$  et l'angle de dilatance  $\psi = \varphi$  (associativité).

**5.2.1 Influence de l'angle de frottement du remblai sur la position optimale de la nappe géosynthétique**

La position de la nappe de renforcement est définie par la hauteur  $h_g$ , le rapport  $h_g/H$  varie entre 0 et 1 par pas de 0,1 où  $H$  est la hauteur du remblai ( $H=5$  m). La figure 7 montre le rapport  $h_g/H$  en fonction du facteur de sécurité pour différents angles de frottement interne du remblai  $\varphi$ . Il est clair que le facteur de sécurité augmente avec l'accroissement de  $\varphi$  ; aussi, on constate une valeur maximale du facteur de sécurité pour les rapports  $h_g/H = 0,5$  et  $0,3$  respectivement, pour les angles de frottement interne du remblai  $\varphi=25^\circ$  et  $30^\circ$ . Cependant, pour les autres angles de frottement, le facteur de sécurité maximal est obtenu pour  $h_g/H=0$  m. On peut noter aussi, à partir de  $\varphi=35^\circ$ ,

l'augmentation de l'angle de frottement n'a quasiment pas d'influence sur le facteur de sécurité. L'angle de frottement interne du remblai influence d'une manière importante sur la position optimale de la nappe géosynthétique ; ainsi, l'augmentation de l'angle de frottement du remblai permet à la surface de glissement de se développer dans le sol compressible.

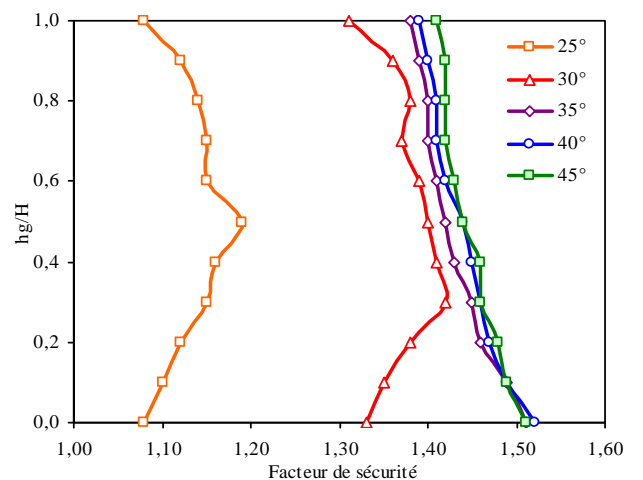


Fig. 7. Facteur de sécurité pour différents angles de frottement du remblai.

**5.2.2 Influence de la raideur sur la position optimale de la nappe géosynthétique**

La raideur de la nappe géosynthétique a été variée entre 500 kN/m et 5000 kN/m pour étudier leur influence sur le facteur de sécurité en considérant différentes positions de la nappe de renforcement. La figure 8 montre le rapport  $h_g/H$  en fonction du facteur de sécurité pour différentes valeurs de la raideur de la nappe de renforcement  $J$ . Il est intéressant de noter que l'influence de la raideur de géosynthétique est très importante pour le rapport  $h_g/H = 0,3$ . Pour les valeurs de raideur comprises entre 500 kN/m et 1000 kN/m, le facteur de sécurité augmente d'une manière significative et l'écart atteint 7 %. Par ailleurs, le facteur de sécurité est influencé légèrement lorsque  $J$  varie de 1000 kN/m et 5000 kN/m. La position optimale de la nappe géosynthétique est obtenue pour un rapport  $h_g/H = 0,15$  et  $0,30$  respectivement pour les raideurs  $J = 500$  kN/m et  $1000$  kN/m, cependant à partir de  $J = 1000$  kN/m, l'augmentation de la raideur de la nappe n'a quasiment pas d'influence sur le facteur de sécurité et sur la position optimale de la nappe géosynthétique.

**5.2.3 Influence de la hauteur du remblai sur la position optimale de la nappe géosynthétique**

La figure 9 montre la variation du facteur de sécurité pour différentes valeurs de la hauteur du remblai  $H$ . La hauteur du remblai a été variée entre 3 m et 6 m par pas de 1 m, pour étudier leur influence sur le facteur de sécurité, en considérant différentes positions de la nappe de renforcement. Il est à noter que l'influence de la hauteur du remblai est très importante sur la stabilité du remblai; ainsi, l'augmentation de la hauteur du remblai permet d'augmenter la charge appliquée sur le sol compressible, par conséquent, on constate une réduction du facteur de sécurité. La position optimale de la nappe géosynthétique est obtenue pour un rapport  $h_g/H = 0,5$ ,  $0,4$  et  $0,1$  respectivement pour les hauteurs du remblai  $H = 3$  m,  $4$  m et  $5$  m; cependant, à partir de  $H = 6$  m, la hauteur du remblai ne réduit pas significativement le facteur de sécurité et ne change pas la position optimale de la nappe géosynthétique.

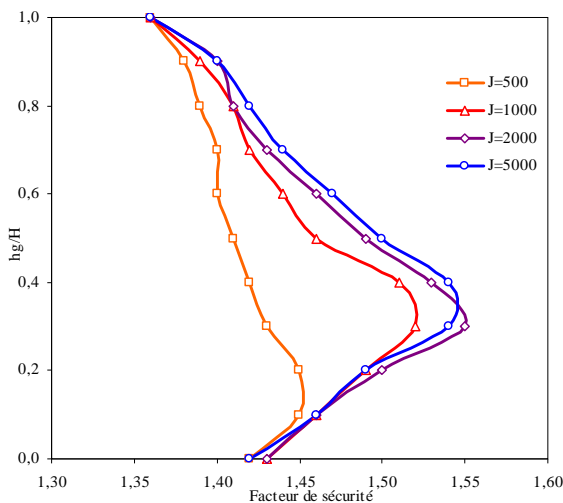


Fig. 8. Facteur de sécurité pour différentes valeurs de la raideur  $J$ .

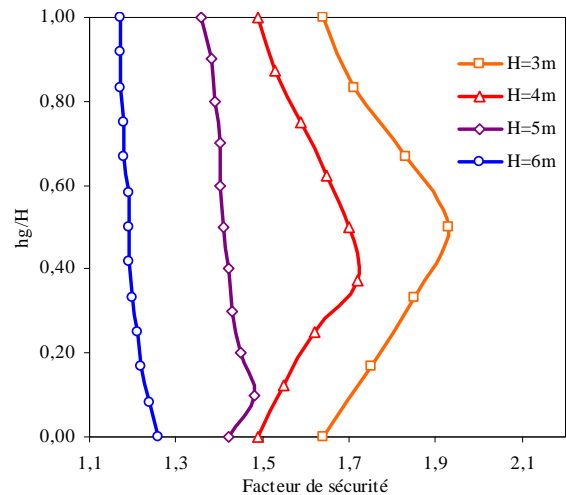


Fig. 9. Facteur de sécurité pour différentes hauteur du remblai.

**5.2.4 Influence du nombre des nappes géosynthétiques sur le facteur de sécurité**

Le nombre des nappes géosynthétiques a été examiné pour déterminer sa valeur optimale; le nombre des nappes de renforcement  $N$  varie entre 0 et 9 par pas de 1, avec un espacement  $e = 0,5$  m ( $e/H = 0,1$ ). La figure 10 montre le facteur de sécurité en fonction du nombre des nappes géosynthétiques, pour différents angles de frottement interne du remblai  $\phi$ . Il est clair que le facteur de sécurité augmente avec l'accroissement du nombre des nappes.

Cette augmentation permet de réaliser un remblai de bonne résistance au cisaillement qui mobilise une surface de rupture plus profonde dans le sol compressible. Pour les angles de frottement variant entre  $25^\circ$  et  $35^\circ$ , le nombre des nappes augmente significativement le facteur de sécurité. Par ailleurs, pour  $\phi > 35^\circ$ , le nombre des nappes n'affecte pas considérablement le facteur de sécurité. Le nombre optimal des nappes de renforcement est 9, 7 et 5 respectivement, pour les angles de frottement interne du remblai  $\phi = 25^\circ$ ,  $30^\circ$  et  $35^\circ$ ; cependant, pour  $\phi > 35^\circ$ , la valeur optimale est égale à 4.

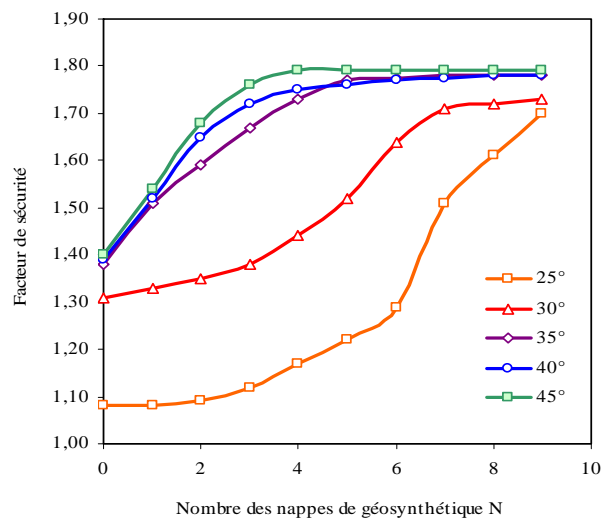


Fig. 10. Facteur de sécurité en fonction du nombre des nappes géosynthétiques.



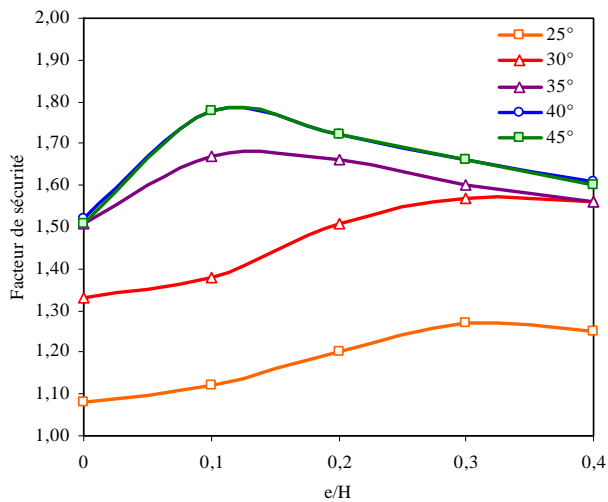


Fig. 11. Facteur de sécurité en fonction de l'espacement entre les nappes géosynthétiques.

### 5.2.5 Influence de l'espacement des nappes géosynthétiques sur le facteur de sécurité

L'espacement  $e$  entre les nappes de renforcement dans le remblai a été examiné en utilisant trois nappes géosynthétiques, la nappe inférieure est fixée à la base du remblai; l'espacement varie entre  $0,1H$  et  $0,4H$  par pas de  $0,1H$ . La figure 11 montre le facteur de sécurité en fonction du rapport de l'espacement  $e/H$  pour différentes valeurs de l'angle de frottement interne du remblai  $\varphi$ . Il est intéressant de noter que pour les grandes valeurs de  $\varphi$  ( $35^\circ$ ,  $40^\circ$  et  $45^\circ$ ), la valeur optimale de l'espacement  $e$  est obtenue pour un rapport  $e/H = 0,1$ . Par ailleurs, pour  $\varphi < 35^\circ$ , la valeur optimale est obtenue pour un espacement plus large. Ce résultat est raisonnable, parce que la surface de glissement est superficielle dans le cas d'un remblai de faible angle de frottement interne  $\varphi$ . À partir de  $\varphi = 40^\circ$ , l'augmentation de l'angle de frottement interne du remblai n'a pas d'influence sur le facteur de sécurité et sur l'espacement entre les nappes géosynthétiques.

## 6. Conclusion

La stabilité d'un remblai renforcé par géosynthétique sur un sol compressible traité par des colonnes ballastées a été examinée par des calculs élasto-plastiques bidimensionnels et tridimensionnels en utilisant le code FLAC 3D. Dans cette étude, les calculs de facteur de sécurité ont été effectués en considérant différents angles de frottement interne du remblai et emplacement des nappes de renforcement.

Les facteurs de sécurité obtenus par les méthodes d'équivalence bidimensionnelles sont en excellent accord avec le calcul tridimensionnel, dans le cas d'un remblai sans renforcement et avec renforcement par une nappe géosynthétique située à mi-hauteur du remblai; les surfaces de cisaillement obtenues sont également similaires. Les valeurs des facteurs de sécurité obtenues par la présente étude, en utilisant les méthodes d'équivalence bidimensionnelles, sont légèrement inférieures à celles données par Abusharar et Han (2011). Le renforcement du

remblai par une nappe géosynthétique augmente le facteur de sécurité de l'ordre de 10 %.

L'angle de frottement interne du remblai influence considérablement sur la position optimale de la nappe géosynthétique. Par ailleurs, la raideur de la nappe de renforcement a une petite influence sur le facteur de sécurité et sur la position optimale de la nappe géosynthétique. L'augmentation de la hauteur du remblai permet de réduire le facteur de sécurité et diminuer le rapport  $h_g/H$ , nécessaire à l'emplacement optimal. L'espacement et le nombre des nappes géosynthétiques permettent d'augmenter le facteur de sécurité, cependant, cette augmentation est limitée par un seuil.

## Références

- Abusharar, S.W. & J. Han (2011) Two-dimensional deep-seated slope stability analysis of embankments over stone column-improved soft clay. *Engineering Geology* 120(1): 103-110.
- Afshar, J. N. & M. Ghazavi (2014) Experimental Studies on Bearing Capacity of Geosynthetic Reinforced Stone Columns. *Arabian Journal for Science and Engineering* 39(3): 1559-1571.
- Balaam, N. P. & J. R. Booker (1985) Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics* 9(4): 331-351.
- Bishop, A. W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique* 5(1): 7-17.
- Borges, J. L., T. S. Domingues & A. S. Cardoso (2009) Embankments on soft soil reinforced with stone columns: numerical analysis and proposal of a new design method. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(6): 667-679.
- Bouassida, M., P. De Buhan & L. Dormieux (1995) Bearing capacity of a foundation resting on a soil reinforced by a group of columns. *Géotechnique* 45(1): 25-34.
- Chen, J. F., L. Y. Li, J. F. Xue & S. Z. Feng (2015) Failure mechanism of geosynthetic-encased stone columns in soft soils under embankment. *Geotextiles and Geomembranes* 43(5): 424-431.
- Cheng, Y. M., T. Lansivaara & W. B. Wei (2007) Two-dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. *Computers and Geotechnics* 34(3): 137-150.
- Choobbasti, A. J., A. Zahmatkesh & R. Noorzad (2011) Performance of stone columns in soft clay: numerical evaluation. *Geotechnical and Geological Engineering* 29(5): 675-684.
- Cooper, M. R. & A. N. Rose (1999) Stone column support for an embankment on deep alluvial soils. *Proceedings of the institution of civil engineers-geotechnical engineering* 137(1): 15-25.
- Dawson, E. M., W. H. Roth & A. Drescher (1999) Slope stability analysis by strength reduction. *Geotechnique* 49(6): 835-840.
- De Buhan, P., & J. Salençon (1987) Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation. *REV FR GEOTECH*, (41).
- Deb, K., A. Dhar & P. Bhagat (2012) Evolutionary approach for optimal stability analysis of geosynthetic-reinforced stone column-supported embankments on clay. *KSCCE Journal of Civil Engineering* 16(7): 1185-1192.
- Dhouib, A. & F. Blondeau (2005) Colonnes ballastées : techniques de mise en œuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.

- Dhouib, A., B.Soyez & I. Shahrour (1993) Réflexion sur les problèmes de calcul et de dimensionnement des colonnes ballastées sous chargement monotone. Actes du Congrès Franco-Polonais de Mécanique des sols. Douai: 305-312.
- Dimaggio, J. A. (1978) Stone columns for highway construction. Technical Report No. FHWA-DP-46-1, US Department of Transport, Federal Highway Administration.
- Fellenius, W. (1936) Calculation of the stability of earth dams. In Transactions of the 2nd congress on large dams, Washington, DC (Vol. 4, pp. 445-463). International Commission on Large Dams (ICOLD) Paris.
- Giannaros, C. & G. Tsiambaos (1997) Stabilization of embankment foundations by using stone columns. *Geotechnical & Geological Engineering* 15(3): 247-258.
- Gniel, J. & A. Bouazza (2009) Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 27(3): 167-175.
- Griffiths, D. V. & P. A. Lane (1999) Slope stability analysis by finite elements. *Geotechnique* 49(3): 387-403.
- Han, J., J. Huang & A. Porbaha (2005) 2D numerical modeling of a constructed geosynthetic-reinforced embankment over deep mixed columns. In *Contemporary Issues in Foundation Engineering* (pp. 1-11). ASCE.
- Han, J., S. Oztoprak, R. L. Parsons & J. Huang (2007) Numerical analysis of foundation columns to support widening of embankments. *Computers and Geotechnics*, 34(6): 435-448.
- Han, J. & S. L. Ye (2001) Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 127(7): 597-603.
- Hu, Y., G. Zhang, J. M. Zhang & C. F. Lee (2010) Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive slopes. *Geotextiles and geomembranes* 28(1): 12-22.
- Hughes, J. M. O. & N. J. Withers (1974) Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Engineering* 7(3).
- FLAC3D- Fast Lagrangian Analysis of Continua in three dimensions, version 3.10. (2006) ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- Liu, S. Y., L. T. Shao & H. J. Li (2015) Slope stability analysis using the limit equilibrium method and two finite element methods. *Computers and Geotechnics* 63: 291-298.
- Luo, N., R. J. Bathurst & S. Javankhosdel (2016) Probabilistic stability analysis of simple reinforced slopes by finite element method. *Computers and Geotechnics* 77: 45-55.
- Lyamin, A. V. & S. W. Sloan (2002) Upper bound limit analysis using linear finite elements and non-linear programming. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 26(2): 181-216.
- Kupka, M., I. Herle & M. Arnold (2009) Advanced calculations of safety factors for slope stability. *International Journal of Geotechnical Engineering* 3(4): 509-515.
- Madhav, M. R. & P. P. Vitkar (1978) Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile. *Canadian Geotechnical Journal* 15(4): 605-609.
- Madhyannapu, R. S., A. J. Puppala, S. Hossain, J. Han & A. Porbaha (2006) Analysis of geotextile reinforced embankment over deep mixed soil columns: using numerical and analytical tools. *Proceedings of the ASCE GeoCongress. USA*, pp. 1-6.
- Mohanty, P. & M. Samanta (2015) Experimental and Numerical Studies on Response of the Stone Column in Layered Soil. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 1(3):1-14.
- Palmeira, E. M., J. H. Pereira & A. R. da Silva (1998) Backanalyses of geosynthetic reinforced embankments on soft soils. *Geotextiles and Geomembranes* 16(5): 273-292.
- Petterson, K. E. (1955) The early history of circular sliding surfaces. *Geotechnique* 5(4): 275-296.
- Priebe, H. (1976) Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. *Die Bautechnik* 53(5): 160-162.
- Pruchnicki, E., & I. Shahrour (1991) Application de la theorie de l'homogenisation aux colonnes ballastees. In *Annales de l'institut technique du batiment et des travaux publics* (no. 496 (sf213)).
- Qhaderi, R., M. Vafaeian & H. Hashemolhoseini (2005) A parametric study of the behavior of geosynthetic reinforced soil slopes. *International Journal of Engineering-Materials And Energy Research Center*-18(4): 371-389.
- Rowe, R. K., & K. L. Soderman (1985) An approximate method for estimating the stability of geotextile-reinforced embankments. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(3): 392-398.
- Shukla, S. K. (2002) *Geosynthetics and their applications*. Thomas Telford.
- Tan, S. A., S. Tjahyono & K. K. Oo (2008) Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134(2): 185-194.
- Terashi, M., M. Kitazume & S. Minagawa (1991) Bearing capacity of improved ground by compaction piles. *ASTM Special Technical Publication* 1089: 47-61.
- Tschuchnigg, F., H. F. Schweiger & S. W. Sloan (2015) Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part II: Back analyses of a case history. *Computers and Geotechnics*, 70:178-189.
- Van Impe, W., E. De Beer (1983) Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. In *Proceedings, 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering: Improvement of Ground* (Vol. 1, pp. 309-312).
- Viswanadham, B. V. S. & R. R. Mahajan (2007) Centrifuge model tests on geotextile-reinforced slopes. *Geosynthetics International* 14(6): 365-379.
- Wulandari, P. S. & D. Tjandra (2006) Determination of optimum tensile strength of geogrid reinforced embankment. In *International Civil Engineering Conference towards Sustainable Civil Engineering Practice*, pp. 187-194.
- Zhang, Z., J. Han & G. Ye (2014) Numerical investigation on factors for deep-seated slope stability of stone column-supported embankments over soft clay. *Engineering Geology* 168: 104-113.
- Zornberg, J. G., & F. Arriaga (2003) Strain distribution within geosynthetic-reinforced slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(1) : 32-45.