

## Bearing capacity of a strip footing on a geosynthetic reinforced soil modular block walls after a seismic loading

### Capacité portante d'une semelle filante posée sur un ouvrage de soutènement à parement en blocs modulaires renforcé par géosynthétiques après un chargement sismique

Salah Zerguine<sup>✉</sup>, Djamel Benmeddour, Abdelhak Mabrouki

Laboratoire de Recherche en Génie Civil, Université de Biskra, BP145 Biskra 07000, Algérie

Received 8 February 2017

Published online: 5 June 2018

Keywords

Reinforced wall

Strip footing

seismic loading

modular block

Bearing capacity

**Abstract:** Geosynthetic reinforced walls are widely used in public works. The aim of this paper is to study the bearing capacity of a strip rough footing on a geosynthetic reinforced soil modular block walls, after a seismic action. The numerical modelling was carried out by using the finite element method implemented in the Plaxis code. The influence of the eccentric vertical load on the bearing capacity of footing was examined considering different distances between the top of the wall and the edge of the footing. The results of this study confirm that the seismic loading does not affect the bearing capacity when the distance  $d/B$  is greater than 10.

© 2018 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 ouvrages de soutènement renforcés par géosynthétiques sont largement utilisés dans le domaine des travaux publics. Le présent article a pour but d'étudier la capacité portante d'une semelle filante rugueuse reposant sur un ouvrage renforcé par géosynthétiques à parement en blocs modulaires après un chargement sismique. La modélisation numérique de ce problème a été réalisée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis. L'influence de l'excentricité des charges verticales sur la capacité portante de la semelle a été examinée en considérant différentes distances relative entre la tête du mur et le bord de la semelle ( $d/B$ ). Les résultats de cette étude confirment que le chargement sismique n'affecte pas la capacité portante lorsque la distance  $d/B$  est supérieure à 10.

**Mots clés :** Mur renforcé, fondation filante, action sismique, blocs modulaires, capacité portante.

#### 1. Introduction

La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur un sol horizontal est basée sur l'estimation des facteurs de portance. L'expression générale de la capacité portante d'une fondation filante a été proposée par Terzaghi (1943) comme suit :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c \quad (1)$$

où  $q_u$  est la capacité portante,  $\gamma$  est le poids volumique du sol,  $q$  est la surcharge au-dessus de la base de la fondation,  $c$  est la cohésion du sol,  $B$  est la largeur de la fondation,  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  sont les facteurs de portance représentant respectivement, le terme de surface, de la surcharge  $q$  et de la cohésion  $c$ .

L'excentricité et l'inclinaison de la charge provoquent une diminution de la capacité portante. Deux méthodes sont disponibles dans la littérature pour déterminer la capacité portante des fondations filantes soumises à des charges excentrées et/ou inclinées: la méthode classique utilisant des facteurs de correction et la méthode des courbes enveloppes. Différentes études ont été consacrées à l'évaluation de la

capacité portance d'une semelle filante reposant sur un terrain horizontal et soumise aux charges excentrées et/ou inclinées (Meyerhof 1953, 1963 ; Gottardi et Butterfield 1993 ; Loukidis et al. 2008 ; Ganesh et al. 2016 ; Ouahab et al. 2017).

La configuration particulière d'une fondation superficielle placée au bord d'une pente est un cas fréquemment envisagée dans la pratique. Plusieurs études ont été effectuées dans ce contexte pour estimer la capacité portante du sol au voisinage d'une pente (Meyerhof 1957; Maloum et Sieffert 2002 ; Georgiadis 2010 ; Baazouzi et al. 2017 ; Zerguine et al. 2017). Toutes les études effectuées ont montré que la portance du sol diminue considérablement en se rapprochant de la crête du talus.

Lorsque la pente dépasse un certain degré d'inclinaison, elle devient instable même sous l'effet de son poids propre, ce qui nécessite la réalisation d'un mur de soutènement pour supporter le massif instable. Les ouvrages de soutènement renforcés sont devenus très utilisés dans le domaine de géotechnique (Holtz et Lee 2002 ; Arab et al. 2017 ; Gourc et Delmas 2017). Le renforcement des sols par géosynthétiques permet d'améliorer la stabilité et la portance des ouvrages de soutènement même sous chargement sismique. Egalement, cette technique permet la

<sup>✉</sup> Corresponding author. E-mail address: sa\_zerguine@yahoo.fr

réalisation rapide et économique des ouvrages de soutènement. De nombreuses études ont été présentées dans ce contexte (Bathurst et Hatami 1998 ; Ling et Leshchinsky 1998; Kramer et Paulsen 2001; Guler et al. 2012 ; Latha et Santhanakumar 2015 ; Rahmouni et al. 2015). Des études expérimentales ont été réalisées pour comprendre le comportement réel des ouvrages de soutènement renforcés (Sére 1995; Gourc et al. 1995 ; Haza ; 1995 ; Gotteland et al. 1996, Bathurst 2000).

L'objectif de la présente étude est d'examiner un ouvrage de soutènement à parement en blocs modulaires renforcé par géosynthétiques, dans le cas statique et après un chargement sismique. Egalement, ce travail s'intéresse à l'analyse de la capacité portante d'une semelle filante sous chargement excentré, posée en tête de cet ouvrage après un chargement sismique. Le code de calcul par éléments finis Plaxis (Brinkgreve et al. 2012) est utilisé pour simuler ce problème, en appliquant la méthode «Probe». Les résultats sont présentés sous forme de tableaux et courbes.

## 2. Validation du modèle numérique

Gourc et al. (1995) ont réalisé des essais en vraie grandeur sur un ouvrage de soutènement renforcé de hauteur totale égale à 4,35 m et de largeur de 38,41 m. Le massif est renforcé par des nappes de géosynthétiques de longueurs différentes, la rigidité de ces nappes est  $EA = 95 \text{ kN/ml}$ , où E désigne le module de déformation longitudinale et A la section transversale de la nappe géosynthétique. Ce massif est surchargé en tête par une semelle rigide de largeur  $B = 1 \text{ m}$  posée sur la surface horizontale à une distance  $d = 1 \text{ m}$  du parement du mur.

Le parement est composé de blocs modulaires creux en béton de dimensions  $57 \times 55 \times 29 \text{ cm}^3$ , le vide de chaque bloc est  $50 \times 47 \times 29 \text{ cm}^3$  est rempli par un remblai de poids volumique  $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$ . Ces blocs sont simplement posés les uns sur les autres lors de la construction. Le poids volumique des blocs modulaires est égal à  $27,82 \text{ kN/m}^3$ . Le sol derrière le mur ayant les caractéristiques suivantes : un angle de frottement interne  $\phi = 36^\circ$ , un angle de dilatance  $\psi = 16^\circ$ , une cohésion  $c = 4 \text{ kN/m}^2$ , un poids volumique  $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$ , un coefficient de Poisson  $\nu = 0,33$  et un module de déformation longitudinale  $E = 35 \text{ MPa}$ . Le modèle expérimental de Gourc et al. (1995) a été adopté par Arab et al. (2005) pour effectuer une étude numérique par la méthode des éléments finis, en considérant une largeur du modèle égale à 8 m.

Dans la présente étude on utilise le code Plaxis pour examiner le modèle de Gourc et al. (1995). Ainsi, après une série d'analyses numériques effectuée sur différents modèles on adopte un modèle de 7 m de hauteur totale et de 30 m de largeur, avec une hauteur de mur égale à 4,35 m, comme indiqué sur les figures 1 et 2. Les conditions aux limites appliquées aux frontières consistent à bloquer le déplacement horizontal pour les frontières latérales, tandis que la base du modèle est bloquée dans les deux directions horizontale et verticale.

Le modèle de comportement élastique parfaitement plastique est utilisé en adoptant le critère de Mohr-Coulomb. Le maillage dans la zone de renferment est raffiné afin d'obtenir des résultats plus

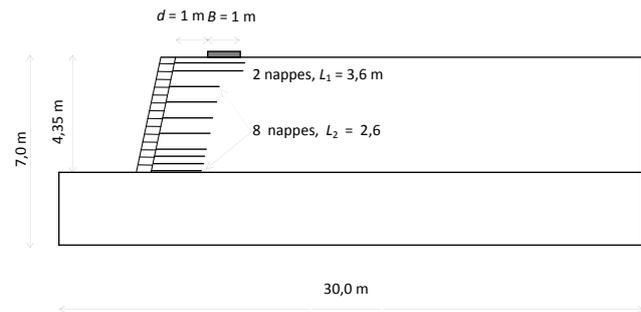


Fig. 1. Présentation du modèle adopté.

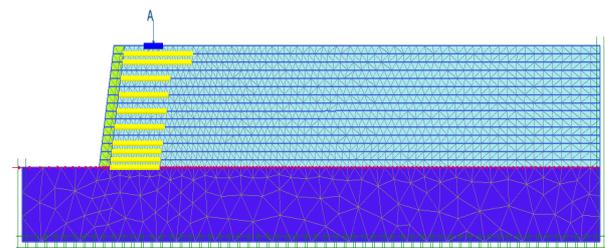


Fig. 2. Maillage et conditions aux limites du modèle adopté.

fiables. Le modèle est discrétisé en utilisant des triangles à 15 nœuds. La base de la semelle est considérée parfaitement rugueuse. Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage de la fondation et sous sa base. Les blocs modulaires du parement ont un comportement élastique. La valeur du module d'élasticité du parement adoptée est celle proposée par la norme française NF P94-210 (1992), les valeurs des modules d'élasticité et le coefficient de Poisson adoptées sont respectivement :  $E = 20 \text{ MPa}$  et  $\nu = 0,2$ .

La figure 3 compare les résultats de déformée du parement obtenus par la présente étude avec ceux de Gourc et al. (1995) et Arab et al. (2005), après l'application d'une charge verticale centrée  $Q = 190 \text{ kN/ml}$  sur une fondation filante placée à une distance  $d = 1 \text{ m}$  au bord du mur.

Il est à noter que le présent modèle fournit des résultats qui sont en bon accord avec les résultats expérimentaux et numériques. La déformée du mur obtenue par la présente étude est en bon accord avec l'expérimentation dans les parties supérieure et inférieure du mur. Pour  $H = 4,06 \text{ m}$  les résultats de cette étude sont en excellent accord avec ceux de Gourc et al. (1995).

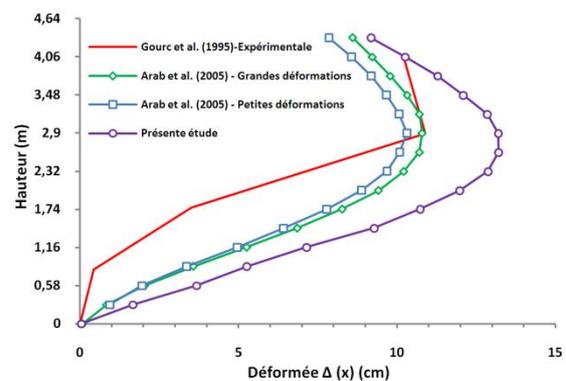


Fig. 3. Déformée du parement dans le cas d'une charge centrée en tête  $Q = 190 \text{ kN/m}$  (cas statique).

Par ailleurs, pour une hauteur de mur comprise entre 0,58 m et 2,9 m, la différence entre les déformées pour les deux études est presque constante, elle est de l'ordre de 3,5 cm. Les valeurs de déformée obtenues par la présente étude sont légèrement supérieures à celles données par Arab et al. (2005), les différences entre les résultats sont de l'ordre de 10 % et 16,5% respectivement pour le calcul en grande et petite déformation.

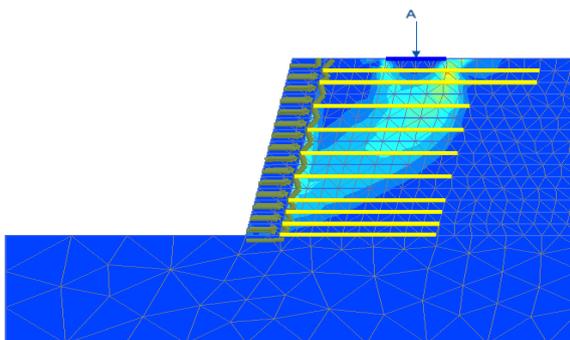
La figure 4 montre les déformations principales dans le massif du sol renforcé au voisinage du parement et au-dessous de la semelle sous une charge  $Q = 190 \text{ kN/m}$ . La présence des nappes de renforcement de longueur importante scellées dans la partie passive du sol conduit au développement de trois zones sont : le coin triangulaire sous la semelle et la partie supérieure située entre la semelle et le sommet du mur qui sont en état élastique, la troisième est une zone du sol plastifié penchée vers le pied du parement.

Il est important de noter que la différence entre les résultats des différents modèles est liée au choix des caractéristiques des sols et des différents matériaux en interaction, ainsi que le choix du modèle approprié. Il est à noter que les résultats publiés par Arab et al. (2005) sont obtenus en utilisant le logiciel GOLIATH pour le calcul en grandes déformations (GD) et le code Plaxis pour le calcul en petites déformations (PD).

Le tableau 1 présente une comparaison entre les valeurs des déplacements des nappes 3, 5, 7 et 9 estimées au niveau du parement pour deux valeurs de la charge verticale ( $Q=0$  et  $Q=Q_u$ ) appliquée à une distance  $d = 1 B$ , où  $Q_u$  est la charge ultime par unité de longueur. Les résultats obtenus par la présente étude sont en bon accord avec ceux des essais expérimentaux pour le cas d'un massif chargé en tête jusqu'à la rupture ou non chargé.

**Tableau 1.** Comparaison des déplacements en têtes des nappes

Nappe N°	Déplacement (mm)	
	Q = 0 (kN/ml)	
	Présente étude	Etude expérimentale
9	21,9	18
7	21,1	10
5	16,7	23
3	7,8	8
Nappe N°	$Q_u$ (kN/ml)	
9	199,08	202,2
7	198,44	201,3
5	136,46	97,3
3	52,86	16,3



**Fig. 4.** Distribution des déformations principales maximales lors de l'application d'une charge  $Q = 190 \text{ kN/ml}$  (cas statique).

### 3. Comportement de l'ouvrage de soutènement renforcé sous chargement sismique

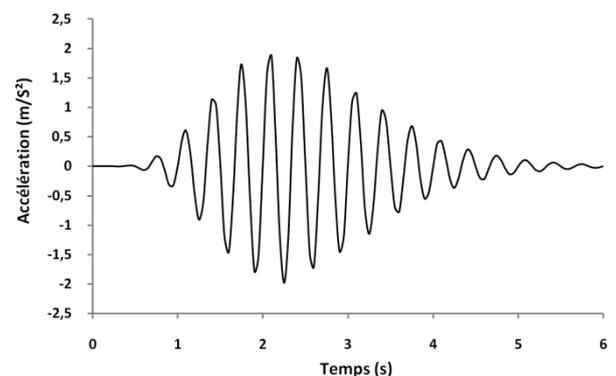
L'utilisation des fonctions harmoniques simples pour simuler le comportement sismique des murs en sol renforcés est utile pour le cas des murs de soutènement renforcés (Bathurst et Hatami 1998). La charge sismique appliquée sur le modèle étudié est un mouvement harmonique d'amplitude variable avec intervalle de temps égal à 0,05 secondes pendant une excitation de six (06) secondes. Dans cette étude on considère que le modèle est sollicité par un mouvement harmonique d'amplitude maximale de 0,2 g. Les données d'accélération sont définies par la formule suivante :

$$\ddot{U}(t) = \sqrt{\beta} e^{-\alpha t} t^{\xi} \sin(2\pi f t) \quad (2)$$

Où  $\alpha = 5,5$ ;  $\beta = 55$  et  $\xi = 12$  sont des coefficients d'accélération maximale caractérisant le mouvement harmonique sismique pour une amplitude maximale de 0,2 g (Bathurst et Hatami 1998). La fréquence de la charge sismique défavorable  $f$  est égale à 3Hz (Guler et al. 2012). Dans cette analyse dynamique, une constante d'amortissement de 10 % est adoptée. L'amortissement dynamique est exprimé en utilisant les coefficients de Rayleigh  $\alpha_R$  et  $\beta_R$ . Ces coefficients sont respectivement proportionnels à la rigidité et à la masse du système. La figure 5 montre les données d'accélération temporelle de la charge harmonique sismique appliquée au niveau de la base du mur renforcé.

Dans cette étude, deux types de murs sont étudiés: un mur incliné d'un angle  $\theta = 80^\circ$  qui représente le modèle validé et un mur vertical. Le sol renforcé est considéré non associé ( $\phi = 36^\circ$  et  $\psi = 16^\circ$ ) et associé ( $\psi = \phi = 16^\circ$ ).

La figure 6 montre une comparaison entre les déplacements totaux maximaux du parement d'un mur vertical et un autre incliné ( $\theta = 80^\circ$ ) lors d'une excitation sismique, en considérant que le sol est associé ( $\psi = \phi$ ). Les courbes présentées sur cette figure montrent que le déplacement total du parement est plus grand dans le cas d'un mur vertical. Les valeurs des déplacements totaux maximaux à la fin de l'excitation pour le mur vertical et le mur incliné sont respectivement de l'ordre de 10 et 7 cm. Il est à noter que l'écart entre les déplacements totaux est constant au début et à la fin de l'excitation. Par contre, dans l'intervalle de temps  $0,96 \text{ s} \leq t \leq 3,29 \text{ s}$  la différence augmente progressivement jusqu'à une valeur maximale égale à 3 cm.



**Fig. 5.** Accélération temporelle de la charge harmonique sismique.

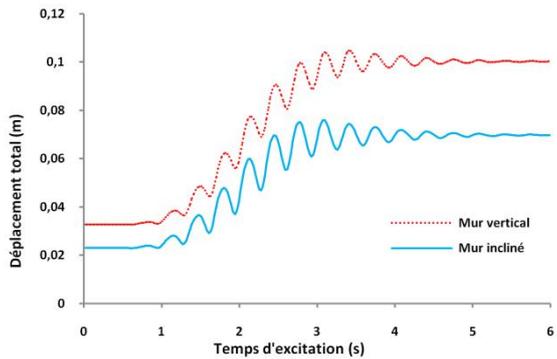


Fig. 6. Déplacements totaux maximaux lors d’une excitation sismique du parement d’un mur vertical et incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), pour un sol associé ( $\psi = \phi = 36^\circ$ ).

La figure 7 présente une comparaison entre les déplacements totaux calculés au sommet du parement d’un mur vertical supportant un sol associé ( $\psi = \phi = 36^\circ$ ) et non associé ( $\phi = 36^\circ, \psi = 16^\circ$ ), lors d’une excitation sismique. Les courbes présentées sur cette figure montrent que le déplacement total du sol non associé est plus grand que celui du sol associé. Pour les deux types du sol, la différence entre les déplacements totaux est constante, elle est de l’ordre 1 cm. La valeur maximale du déplacement total à la fin de l’excitation pour un sol non associé est égale à 11 cm.

La figure 8 présente une comparaison entre les déplacements totaux évalués lors d’une excitation sismique au sommet du parement d’un mur vertical dans le cas un sol non associé ( $\phi = 36^\circ, \psi = 16^\circ$ ), en considérant différentes valeurs de rigidité à la traction des nappes géosynthétiques. Les résultats montrés sur cette figure confirment que le déplacement total augmente avec la diminution de la rigidité à la traction des nappes géosynthétiques. L’augmentation de la rigidité axiale des nappes de renforcement diminue l’écart entre le déplacement total du cas statique et celui du cas sismique.

**4. Influence de la distance relative d/B et de l’excentricité de la charge sur la capacité portante de la semelle**

Le chargement de la fondation est appliqué après l’achèvement de la secousse sismique sollicitant l’ouvrage. Pour comprendre

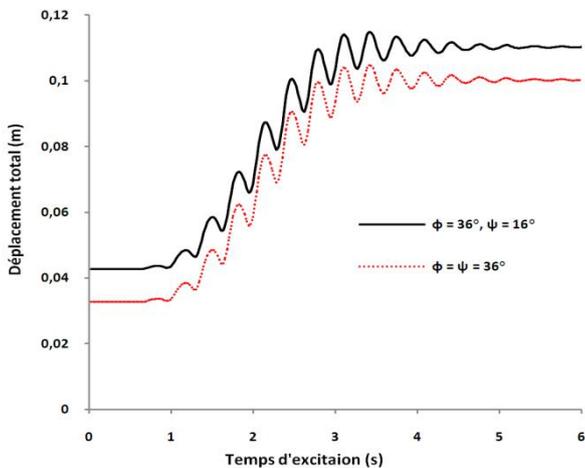


Fig. 7. Déplacements totaux au sommet d’un mur vertical, lors d’une excitation sismique dans le cas d’un sol associé et non associé.

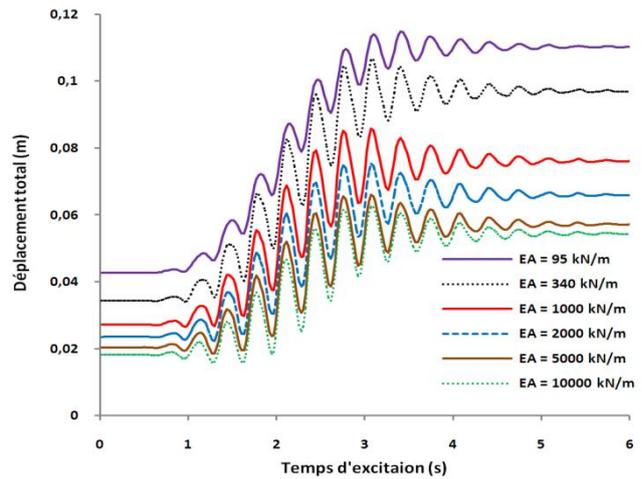


Fig. 8. Déplacement total au sommet d’un mur vertical lors d’un séisme pour différentes rigidités à la traction des nappes (sol non associé).

l’effet de l’interaction entre un mur renforcé et une fondation sous un chargement excentré, la charge verticale limite est estimée pour différentes distances relatives  $d/B$ , où  $d$  est la distance entre la crête du mur et le bord de la fondation. La figure 9 représente la convention de signe des moments d’excentrement. Les forces de traction maximales développées dans les nappes de renforcement sont aussi estimées pour chaque rapport  $d/B$ . La présente étude a pour objet de déterminer la distance relative  $d/B$  correspondant à la disparition de l’effet du mur renforcé sur la capacité portante ; ainsi, deux procédures sont utilisées :

La première méthode consiste à évaluer la capacité portante sous la fondation pour chaque distance relative  $d/B$ , jusqu’à l’obtention d’une capacité portante correspondant à celle obtenue pour une surface horizontale. Par ailleurs, dans la deuxième méthode on calcule les forces de traction maximales dans toutes les nappes avant le chargement de semelle (cas de référence), ensuite on applique une charge verticale excentrée jusqu’à la rupture pour différentes distances relatives  $d/B$ . La disparition de l’effet du mur correspond à la convergence de toutes les courbes de forces de tractions maximales vers le cas de référence.

La figure 10 compare les capacités portantes obtenues dans le cas d’un chargement statique de l’ouvrage de soutènement et après une secousse sismique. Dans les deux cas, la capacité portante augmente avec l’augmentation de la distance entre le bord de la semelle et la crête du mur, au-delà d’une certaine valeur de  $d/B$ , cette capacité portante atteint sa valeur maximale

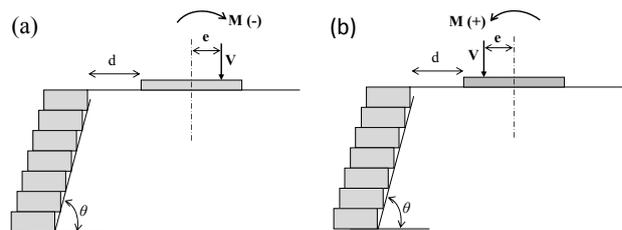


Fig. 9. Convention de signe des moments d’excentrement; (a) : moment négatif, (b) : moment positif.

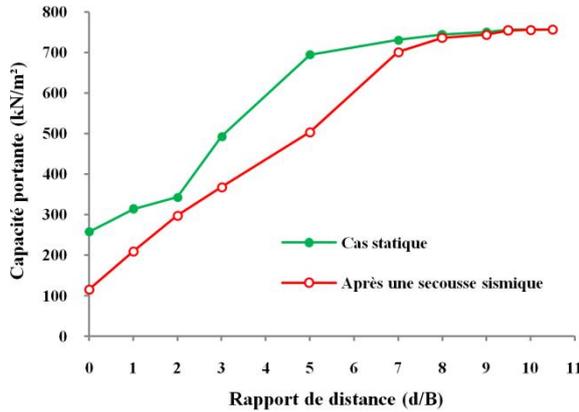


Fig. 10. Capacité portante dans le cas statique et après une secousse sismique pour un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ) et différentes valeurs de  $d/B$

qui correspond à une semelle posée sur une surface horizontale. La comparaison des résultats obtenus pour le cas statique et après une secousse sismique montre que cette dernière conduit à une diminution considérable de la capacité portante. L'écart est 55% pour une semelle posée au sommet du mur, cet écart diminue progressivement en fonction du rapport  $d/B$  jusqu'à la convergence des courbes pour  $d/B = 10$ .

La figure 11 montre les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, après une secousse sismique respectivement pour les cas  $d/B = 1, 5$  et  $10$  avec  $\phi = 36^\circ, \psi = 16^\circ$ , et  $EA = 95 \text{ kN/m}$ . On remarque que l'excentricité a un effet considérable sur la distribution des forces de traction dans les nappes géosynthétiques.

Dans le cas d'une fondation posée à une distance  $d = B$ , la nappe supérieure est la plus sollicitée, l'effort de traction maximal enregistré dans ce cas est égal à  $31,34 \text{ kN/m}$  pour une charge d'excentricité  $e/B = -0,4$ .

Pour une distance relative  $d/B \geq 5$ , tous les efforts de traction maximaux se développent dans la 4<sup>ème</sup> nappe. Dans le cas  $d/B=5$ , l'effort de traction maximal est égal à  $7,48 \text{ kN/m}$ , il se développe en appliquant une excentricité de  $e/B = -0,1$ . Lorsque la fondation est trop loin du parement du mur ( $d/B \geq 10$ ), le sens du moment n'affecte pas la distribution de l'effort de traction maximal dans les nappes, l'effort de traction maximal est égal à  $3,38 \text{ kN/m}$ .

**5. Influence du de la distance relative  $d/B$  sur la taille et la forme des courbes enveloppes**

L'excentricité de la charge appliquée sur la fondation a un effet considérable sur la capacité portante du sol de fondation, notamment si cette dernière est placée au voisinage d'un mur de soutènement. Les figures 12 et 13 présentent les courbes enveloppes dans le plan des charges normalisées ( $V/V_{max}$ )–( $M/BV_{max}$ ) pour différents rapports  $d/B$ , avec  $\phi = 36^\circ$  et  $\psi = 16^\circ$ , dans le cas d'un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ). On remarque que la taille des courbes enveloppes diminue avec l'augmentation du rapport  $d/B$ . Pour  $d/B = 0, 1$  et  $2$ , la forme des courbes enveloppes est irrégulière, parce que cette zone subit une forte déformation, le long du parement du mur et la partie active derrière le mur, notamment pour le cas de  $d/B = 1$ .

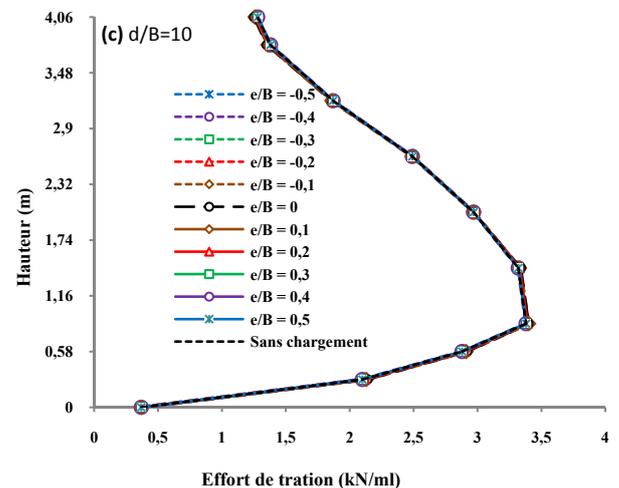
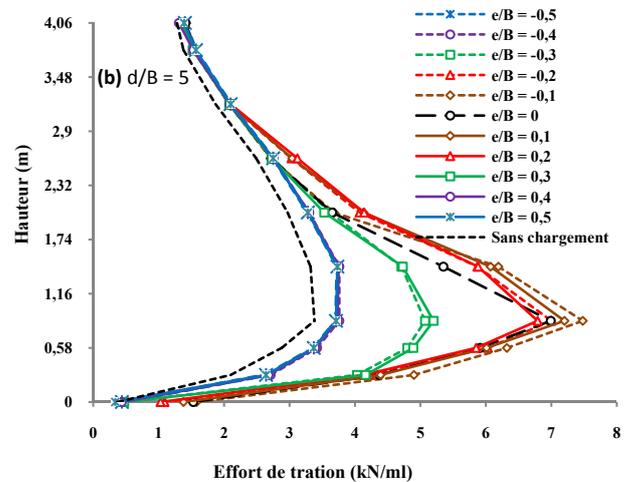
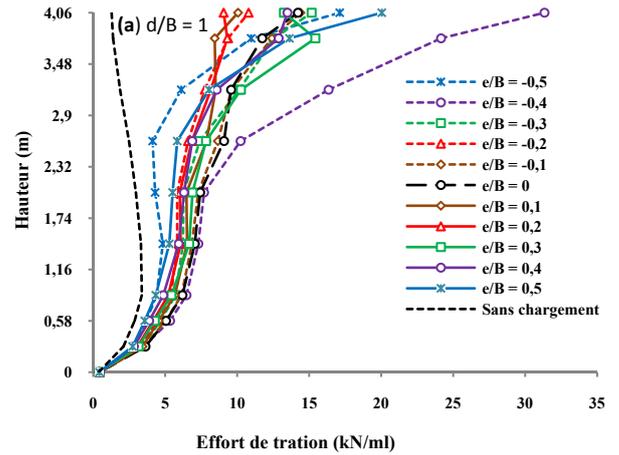


Fig. 11. Effort de traction maximal dans les nappes géosynthétiques, après une secousse sismique.

La taille de la partie négative des courbes enveloppes est légèrement supérieure de la partie positive pour tous les rapports  $d/B$ , puisque la charge excentrée dans le sens négatif contribue à l'instabilité du mur surtout pour  $d/B = 1$  et  $2$ . La taille des courbes enveloppes sont quasi-symétriques par rapport à l'axe horizontal, notamment pour  $d/B \geq 5$  (figure 13). Il est à noter que toutes les courbes enveloppes, convergent vers la courbe enveloppe du cas statique, lorsque la distance relative  $d/B$  est supérieure à  $9,5$ .

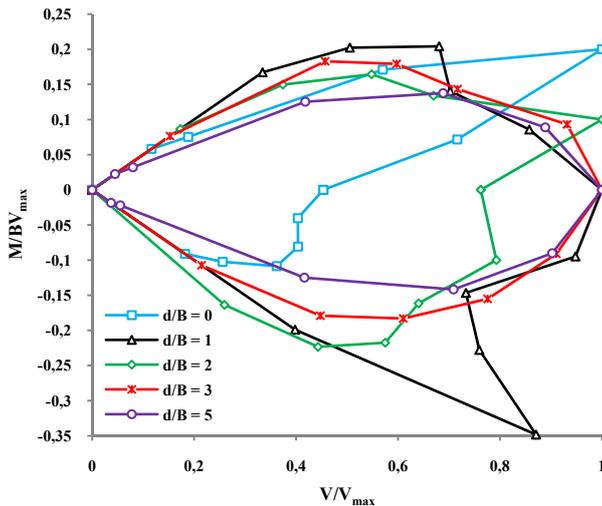


Fig. 12. Courbes enveloppes  $(V/V_{\max})-(M/BV_{\max})$  pour  $d/B = 0$  à  $5$ .

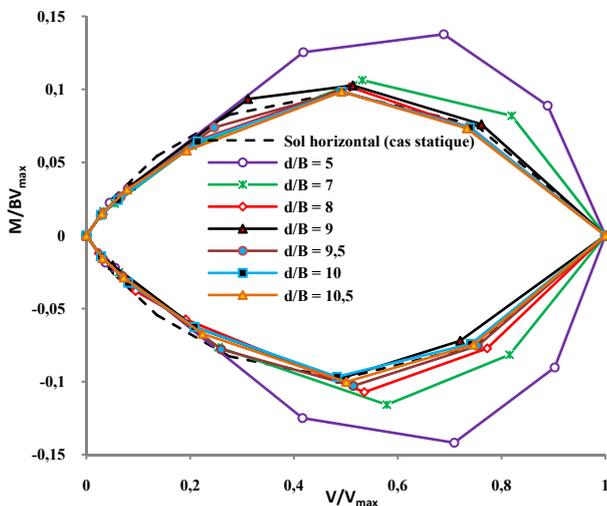


Fig. 13. Courbes enveloppes  $(V/V_{\max})-(M/BV_{\max})$  pour  $d/B = 5$  à  $10,5$ .

## 6. Conclusion

L'étude du comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques et chargé en tête a été faite en utilisant le code Plaxis en éléments finis. Le modèle étudié a été validé dans le cas statique en utilisant les résultats expérimentaux de Gourc et al. (1995). Ce modèle a été adopté pour étudier la réponse de ce type d'ouvrage sous chargement sismique.

La déformée du parement obtenue dans le cas statique par la présente étude est en bon accord avec celle des deux approches numérique et expérimentale. En générale, la différence ne dépasse pas 3,5 cm.

La capacité portante de la fondation située au voisinage du mur renforcé, diminue considérablement après l'excitation sismique. La somme des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement est très influencée par la position de la fondation, notamment pour les rapports  $d/B \leq 5$ . Ainsi, on constate une

augmentation de la poussée appliquée sur le parement avec le décroissement de la distance relative  $d/B$ .

La tailles et la forme des courbes enveloppes sont très influencées par le rapport  $d/B$ , notamment pour le cas où  $d/B \leq 2$ . Pour  $d/B \geq 3$  toutes les courbes enveloppes ont généralement la même forme ; cependant, la taille des courbes enveloppes est inversement proportionnelle avec le rapport  $d/B$ . A partir de  $d/B \geq 9,5$  toutes les courbes enveloppes sont presque superposées avec la courbe enveloppe du cas statique. L'inclinaison du parement en blocs modulaires joue un rôle très important pour la stabilité de l'ouvrage de soutènement. La capacité portante n'est pas affectée par le chargement sismique lorsque la distance  $d/B$  est supérieure à 10.

## Références

- Arab, R., H. Boumezoued, R. Kebah, R. Mamouni (2017) Routes et glissements de terrains - Apports des géosynthétiques. 11<sup>èmes</sup> Rencontres Géosynthétiques, 7-9 mars 2017 Lille, France.
- Arab, R., P. Villard, M. Zermani (2005) comportement des murs de soutènements renforcés par des géosynthétiques sous sollicitations verticales-expérimentation et modélisations numériques. 1<sup>er</sup> congrès africain de la route, 6-8 décembre Alger, Algérie.
- Baazouzi, M., M. Mellas, A. Mabrouki, D. Benmeddour (2017) Effect of the Slope on the Undrained Bearing Capacity of Shallow Foundation. International Journal of Engineering Research in Africa, 28: 32-44.
- Bathurst, R. J., D. Walters, N. Vlachopoulos, P. Burgess, T.M. Allen (2000) Full scale testing of geosynthetic reinforced walls. ASCE Special Publication No. 103, Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems using Geosynthetics, Proc., Geo-Denver 2000, Invited keynote paper, 201-217.
- Bathurst, R.J., K. Hatami (1998). Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall. Geosynthetics International, 5(1-2): 127-166.
- Brinkgreve, R. B. J., E.Engin, W. M. Swolfs (2012) Plaxis user's manual. Netherlands: Plaxis BV.
- Ganesh, R. S. Khuntia, J. Sahoo (2016) Bearing capacity of shallow strip foundations in sand under eccentric and oblique loads. Int J Geomech ASCE. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000799](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000799).
- Ganesh, R., S. Khuntia, J. P. Sahoo (2016) Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations in Sand under Eccentric and Oblique Loads. International Journal of Geomechanics. 06016028.17(4): (1-8).
- Georgiadis, K (2010) The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes. Computers and Geotechnics. 37(3): 311-322.
- Gottardi, G., R.Butterfield (1993). On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads. Soils and Foundations. 33(3): 68-79.
- Gotteland, Ph., J.P. Gourc, C. Jommi, R. Nova (1996) Finite difference analysis of geotextile reinforced earth walls. In Proceedings of EuroGeo 1, the 1st European Geosynthetics Conference, Maastricht, The Netherlands, 30 September-2 October 1996. Edited by M.B. DeGroot, G. Den Hoedt, R.J. Termaat. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 503-510.
- Gourc, J. P., P. Gotteland, E. Haza, H. Perrier, E. Baraize (1995) Geotextile reinforced structures as bridge abutments: full-scale experimentation. Geosynthetic.95(1): 79-92.
- Gourc, J.P., P. Delmas (2017) Retour sur des ouvrages avec géosynthétiques toujours en service après plusieurs décennies. 11<sup>èmes</sup> Rencontres Géosynthétiques, 7-9 mars 2017 Lille, France.

- Guler, E., E. Cicek, M. M. Demirkan, M. Hamderi (2012) Numerical analysis of reinforced soil walls with granular and cohesive backfills under cyclic loads. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 10(3): 793-811.
- Haza, E. (1997) Ouvrages renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête: expérimentation et méthode de calculs. Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier, Grenoble.
- Holtz, R. D., W. F. Lee (2002) Internal stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls (No. WA-RD 532.1.). Olympia, Washington: Washington State Department of Transportation.
- Kramer, S. L., S. Paulsen (2001) Seismic performance of MSE structures in Washington State. Proc., Int. Geosynthetic Engineering Forum 2001, Taipei, Taiwan, pp. 145-173.
- Latha, G. M., P. Santhanakumar (2015) Seismic response of reduced-scale modular block and rigid faced reinforced walls through shaking table tests. *Geotextiles and Geomembranes*.43(4): 307-316.
- Ling, H. I., D.Leshchinsky (1998) Effects of vertical acceleration on seismic design of geosynthetic-reinforced soil structures. *Geotechnique*. 48(3): 347-373.
- Loukidis, D., T. Chakraborty, R. Salgado (2008) Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*. 45(6): 768-787.
- Maloum, S., J. G. Sieffert (2002) Interaction sol-fondation superficielle au voisinage de la crête d'un talus: analyse de la capacité portante. *Revue française de géotechnique*. 100: 83-89.
- Meyerhof, G. G. (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*. 1(1): 16-26.
- Meyerhof, G.G (1953) The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In Proc. of 3rd ICSMFE, Zurich. 1(1): 440-445.
- Meyerhof, G.G (1957) The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. In Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. 1: 384-386.
- NF P94-210, (1992). Reinforcement of soils by inclusions - General and Terminology. French Standard, May.
- Ouahab, M.Y., A. Mabrouki, M. Mellas, D. Benmeddour (2017) Inclination Factors for Strip Footings on Non-Homogeneous Clay. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 54(3): 155-160.
- Rahmouni, O., A. Mabrouki, D. Benmeddour, M. Mellas (2015) Numerical study of geogrid-reinforced segmental earth retaining wall. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 1(2) : 43-49.
- Sére, A. (1995) Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Terzaghi, K (1943) *Theoretical soil mechanics*, New York, Wiley.
- Zerguine, S., D. Benmeddour, M.Y. Ouahab, A. Mabrouki, M. Mellas (2017) Bearing capacity of eccentrically loaded strip footings near a slope. In: Pradhan B. (eds) GCEC 2017. GCEC 2017. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 9. Springer, Singapore, pp.1285-1293.