

Numerical study of seismic earth pressures acting against a vertical retaining wall in frictional soil

Etude numérique des pressions sismiques des terres sur un mur de soutènement vertical dans un sol frottant

Salah Zerguine¹✉, Djamel Benmeddour¹, Abdallah Zatar²

¹ Laboratoire de Recherche en Génie Civil, Université de Biskra, BP145 Biskra 07000, Algérie

² Département de Génie Civil et d'Hydraulique, Université de Biskra, BP145 Biskra 07000, Algérie

Received 01 October 2015

Revised 02 June 2016

Accepted 15 June 2016

Published online: 07 August 2016

Keywords

Retaining wall

Frictional soil

Seismic earth pressure

Finite element

PLAXIS

Abstract: The seismic earth pressures with presence of water, acting against a vertical retaining wall are often a function of many parameters. In the case of saturated sands, the earthquake causes failure of the retaining wall resulting by soil liquefaction. The theoretical methods for the calculation of seismic earth pressures available in literature remain unable to solve the envisaged problems. In this study the finite element code PLAXIS is used to evaluate the active earth pressure acting against a vertical rigid retaining wall. The soil is modeled by an elasto-plastic model with a Mohr-Coulomb yield criterion. In this study, several parameters have been considered in order to evaluate the effect of soil acceleration with transitory flow and hydrostatic groundwater. The results have been compared with those obtained by the pseudo-dynamic and pseudo-static approaches. The results show the influence of the seismic action on the earth pressures.

© 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 pressions sismiques de terre agissant contre un mur de soutènement en présence d'eau, dépendent de nombreux paramètres. Les secousses sismiques violentes, induisent souvent la rupture des structures de soutènement accompagnée par la liquéfaction du sol soutenu, particulièrement dans le cas des sols sableux saturés. Les méthodes de calcul théorique de la poussée sismique des terres disponibles dans la littérature restent incapables de résoudre les problèmes envisagés. Dans la présente étude le code PLAXIS en éléments finis est utilisé pour l'évaluation numérique de la poussée sismique des terres, sur un mur de soutènement vertical supposé rigide. Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté. Cette étude a été effectuée en faisant varier l'accélération du sol avec un écoulement transitoire et une nappe hydrostatique. Les valeurs numériques de la poussée des terres de cette étude sont comparées aux résultats obtenus par les approches pseudo-dynamique et pseudo-statique. Les résultats de la présente étude permettent de mettre en évidence l'influence de l'action sismique sur la poussée des terres.

Mots clés : Mur de soutènement ; Sol frottant ; Pression Sismique ; Élément finis ; PLAXIS.

1. Introduction

Les murs gravitaires en béton sont largement utilisés dans la construction de diverses structures, tels que, les culées de ponts et les murs de quai. Ils sont construits pour résister aux chargements latéraux (statiques et dynamiques), des remblais secs ou saturés. Le problème de la poussée bidimensionnelle dans le cas de chargement statique, a fait l'objet de nombreuses études théoriques, numériques et expérimentales (Fang et al. 1997 ; Loukidis et Salgado 2012 ; Benmeddour et al. 2012). Pour le chargement dynamique, on trouve les méthodes analytiques, notamment la méthode pseudo-statique et la méthode pseudo-dynamique (Okabe 1926; Mononobe et Matsuo 1929; Steedman et Zeng 1990; Choudhury et Nimbalkar 2006; Choudhury et al. 2006). Aussi, les méthodes numériques ont été utilisées pour l'étude des ouvrages de soutènement sous chargement sismique

(Inoue et al. 2003; Tiznado et Rodríguez 2011; Bhattacharjee et Murali Krishna 2011; Athanasopoulos et al. 2013). Les méthodes expérimentales ont été appliquées par Simonelli et al. (2000) et Nakamura (2006). Ebeling et Morrison (1992), ont présenté un rapport détaillé sur les méthodes de calcul des pressions actives et passives des terres. Également, Choudhury et Nimbalkar (2006) ont présenté une analyse pseudo-dynamique, pour estimer la pression active contre un mur de soutènement rigide, en considérant simultanément l'effet des accélérations horizontales et verticales. Il est à noter que l'Eurocode 7 ne donne pas de spécifications concernant l'estimation des pressions actives, appliquées sur les murs de soutènement en présence d'eau et sous l'action sismique (Frank 2014).

Les calculs numériques en géotechnique aident à mieux comprendre le comportement des ouvrages, et permettent

✉ Corresponding author. E-mail address: sa_zerguine@yahoo.fr

l'analyse des problèmes d'interaction sol-structure. L'objectif de la présente étude est l'estimation des pressions actives des terres contre un mur de soutènement gravitaire en béton, en présence d'eau et sous sollicitation sismique, en utilisant la méthode des éléments finis implémentée dans le code de calcul PLAXIS (2012). La fiabilité de la procédure adoptée est testée en comparant les résultats obtenus à ceux disponibles dans la littérature.

2. Méthodes analytiques de calcul des pressions des terres contre les murs de soutènement

2.1. Approche pseudo-statique

Cette approche consiste à modéliser la sollicitation sismique par une accélération équivalente, qui tient compte de la réaction probable du massif de remblai. Parmi les méthodes développées dans ce contexte, on trouve la méthode de Mononobe-Okabe qui est considérée la base de cette approche. La relation de la résultante des pressions actives P_{AE} proposée par Mononobe-Okabe pour un remblai sec pulvérulent, est donnée par l'équation 1 :

$$P_{AE} = K_{AE} \cdot \frac{1}{2} [\gamma(1 - K_v)] H^2 \quad (1)$$

où P_{AE} est la poussée totale (statique et dynamique), K_{AE} est le coefficient de poussée active dynamique, γ est le poids volumique du remblai, K_v est le coefficient d'accélération verticale et H est la hauteur du mur.

La figure 1 montre le principe de l'approche pseudo-statique de Mononobe-Okabe. Le coefficient de poussée active dynamique est donné par l'équation 2 :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \theta)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\psi + \theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (2)$$

avec :

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right] \quad (3)$$

où φ est l'angle de frottement interne du sol, ψ est l'angle d'inertie sismique, θ est l'angle entre la face interne du mur et la verticale, δ est l'angle de frottement d'interface sol-mur, β est l'angle d'inclinaison du remblai et K_h est le coefficient d'accélération horizontale.

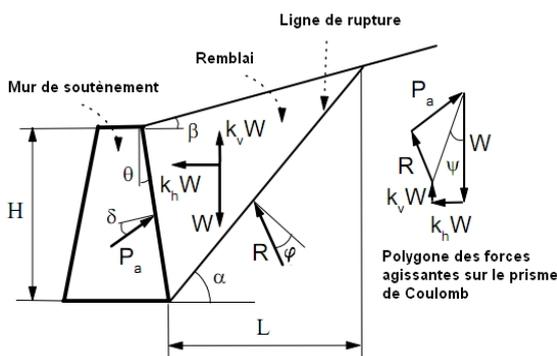


Fig. 1. Principe de l'approche pseudo-statique de Mononobe-Okabe.

Une procédure simplifiée, pour le calcul de la pression active dynamique du remblai sec agissant sur un mur vertical, a été présentée par Seed and Whitman (1970). Ils ont considéré un mur vertical supportant un remblai pulvérulent horizontal avec $\varphi=35^\circ$, $\delta/\varphi=1/2$ et $K_v=0$. La poussée active résultante (statique et dynamique) est donnée par l'équation 4 :

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (4)$$

où P_A est la poussée active statique et ΔP_{AE} est l'incrément de poussée dynamique, donné par l'équation 5 :

$$\Delta P_{AE} = \Delta K_{AE} \frac{1}{2} \gamma H^2 \quad (5)$$

Le coefficient de poussée dynamique est donné par l'équation 6 :

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} \quad (6)$$

Avec :

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} K_h \quad (7)$$

où ΔK_{AE} est l'incrément du coefficient de poussée active dynamique, K_A est le coefficient de poussée active de Coulomb donné par l'expression suivante :

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (8)$$

2.2. Approche pseudo-dynamique

Cette approche consiste à modéliser la sollicitation sismique à l'aide des fonctions harmoniques. Steedman and Zeng (1990), ont considéré une accélération horizontale harmonique d'amplitude a_h à la base d'un mur de soutènement (Figure 2). A la profondeur z et un temps quelconque t , l'accélération peut être exprimée par l'équation 9 :

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left(\omega \cdot \left(t - \frac{H-z}{V_s} \right) \right) \quad (9)$$

où a_h est l'amplitude d'accélération horizontale, ω est la fréquence angulaire, t est le temps d'excitation et V_s est la vitesse des ondes de cisaillement. La force sismique active totale, agissant sur le mur de soutènement peut être exprimée par l'équation 10 :

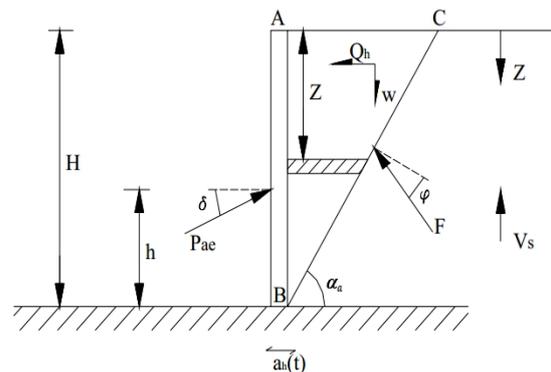


Fig. 2. Modèle d'un mur proposé par Steedman and Zeng (1990).

$$P_{ae}(t) = \frac{Q_{ha}(t) \cos(\alpha_a - \varphi) + W_a \sin(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} \quad (10)$$

où $W_a = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{\tan \alpha_a}$ est le poids du prisme de Coulomb dans le cas de poussée. La force d'inertie horizontale pour le cas de pression active est donnée par l'équation 11:

$$Q_{ha}(t) = \int_0^H m_a(z) a_h(z, t) dz = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha_a} \cdot [2\pi H \cos \omega \zeta + \lambda (\sin \omega \zeta - \sin \omega t)] \quad (11)$$

où $m_a(z) = \frac{\gamma}{g} \frac{H-z}{\tan \alpha_a} dz$ est la masse élémentaire du prisme à la profondeur z , g est l'accélération de la pesanteur, $\lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega}$ est la longueur d'onde de cisaillement, $\zeta = t - \frac{H-z}{V_s}$, α_a est l'angle d'inclinaison de la surface de rupture avec l'horizontale dans le cas de pression active.

Choudhury and Nimbalkar (2006), ont considéré en plus de l'effet de l'accélération horizontale, l'effet de l'accélération verticale (Figure 3), cette dernière est exprimée par l'équation 12.

$$a_v(z, t) = a_v \sin \left(\omega \cdot \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right) \right) \quad (12)$$

où V_p est la vitesse des ondes primaires.

Les forces d'inertie horizontale et verticale sont données respectivement par les équations 11, et 13.

$$Q_{va}(t) = \int_0^H m_a(z) a_v(z, t) dz = \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha_a} \cdot [2\pi H \cos \omega \chi + \eta (\sin \omega \chi - \sin \omega t)] \quad (13)$$

où $\eta = \frac{2\pi V_p}{\omega}$ est la longueur d'onde primaire et $\chi = t - \frac{H}{V_p}$.

En tenant compte de l'effet des accélérations verticale et horizontale, la force de poussée totale (statique et dynamique), agissant sur le mur est donnée par l'équation 14:

$$P_{ae}(t) = \frac{W_a \sin(\alpha_a - \varphi) + Q_{ha}(t) \cos(\alpha_a - \varphi) \pm Q_{va}(t) \sin(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} \quad (14)$$

La pression active totale est donnée par l'équation 15:

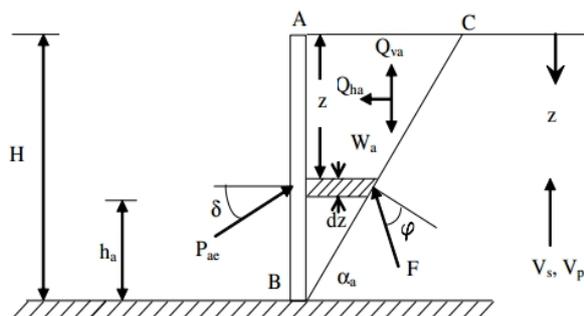


Fig. 3. Modèle d'un mur proposé par Choudhury et Nimbalkar (2006).

$$P_{ae}(t) = \frac{\partial P_{ae}(t)}{\partial z} = \frac{\gamma z}{\tan \alpha_a} \frac{\sin(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} + \frac{K_h \gamma z}{\tan \alpha_a} \frac{\cos(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} \sin \left[w \left(t - \frac{z}{V_s} \right) \right] \pm \frac{K_v \gamma z}{\tan \alpha_a} \frac{\sin(\alpha_a - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha_a)} \sin \left[w \left(t - \frac{z}{V_p} \right) \right] \quad (15)$$

3. Analyse numérique d'un mur gravitaire sous l'effet dynamique

3.1. Présentation du cas étudié

La présente étude, considère un mur gravitaire en contact avec un massif de sol purement frottant et reposant sur une couche de limon (figure 4). Le modèle traité est inspiré du modèle présenté par Tiznado et Rodríguez (2011). Le code PLAXIS (2012) a été utilisé pour modéliser l'ensemble du massif de sol et du mur, ce code intègre de nombreuses lois de comportement, adaptables à un grand nombre de matériaux. Dans cette étude le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté.

La figure 4 présente le maillage du modèle adopté, ainsi que les conditions aux limites. Pour les limites latérales du modèle, les déplacements sont bloqués dans la direction horizontale, cependant au niveau de la base du modèle les déplacements sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale. Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage du mur, le reste du modèle est représenté par un maillage moyen. Les caractéristiques des sols et du mur sont données dans les tableaux 1 et 2.

Tableau 1. Caractéristiques des sols.

	Sols	Sol de fondation	Remblai	Sol naturel
γ_d	Poids volumique sec [kN/m ³]	17	17	17
γ_{sat}	Poids volumique apparent [kN/m ³]	19	20	19
k_x	Perméabilité horizontale [m/jour]	0,0153	0,127	0,0153
k_y	Perméabilité verticale [m/jour]	0,0153	0,127	0,0153
E_{ref}	Module de young [MN/m ²]	20	13	20
ν	Coefficient de Poisson [-]	0,33	0,3	0,33
φ	Angle de frottement [°]	29	35	29
c	Cohésion [kN/m ²]	8	0	8
Ψ	Angle de dilataance [°]	0	0	0

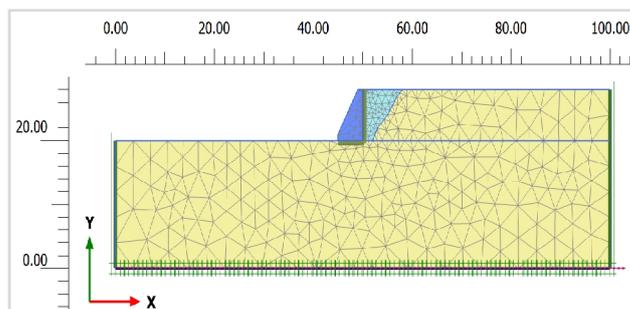


Fig. 4. Présentation du modèle étudié.

Tableau 2. Caractéristiques du mur de soutènement gravitaire.

γ	Poids volumique [kN/m ³]	25
E_{ref}	Module de young [MN/m ²]	35000
ν	Coefficient de Poisson [-]	0,2

L'estimation des pressions actives (totales et dynamiques) en utilisant le code PLAXIS, a été faite par l'application de deux méthodes:

- o La méthode dynamique directe (MDD), à l'aide des accélérogrammes réels du séisme de Loma Prieta en Californie (Fig. 5 et 6).
- o La méthode simplifiée, dite méthode pseudo-statique (MPS), caractérisée par des accélérations équivalentes.

Afin de simuler l'interaction entre le sol et le mur, l'interface sol-mur est caractérisée par un angle de frottement δ . Deux valeurs de δ sont prises en considération $\delta=\varphi$ et $\delta=\varphi/2$. Les coefficients de Rayleigh $\alpha_R = 0,682$; $\beta_R = 0,006$; sont déterminés par l'équation 16:

$$\alpha_R + \beta_R \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \tag{16}$$

Combescurre (2006) a indiqué que l'amortissement est pratiquement constant pour les fréquences importantes ; cette indication permet de supposer que les amortissements correspondants aux fréquences ω_1 et ω_2 , sont identiques ($\xi_1 = \xi_2 = \xi$), donc :

$$\alpha_R = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \tag{17}$$

$$\beta_R = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \tag{18}$$

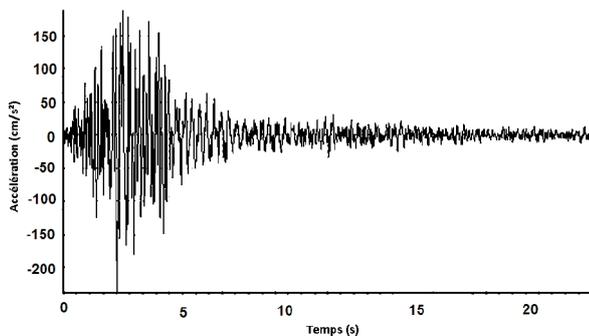


Fig. 5. Accélération appliquée à la base du modèle dans le sens horizontal (X).

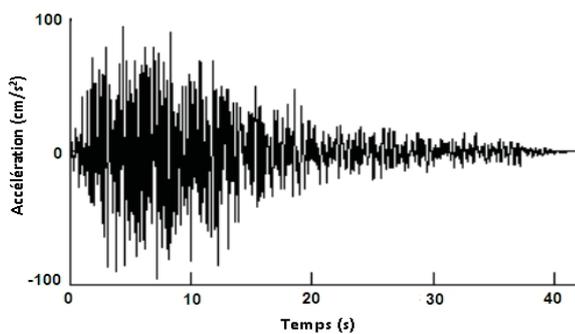


Fig. 6. Accélération appliquée à la base du modèle dans le sens vertical (Y).

4. Résultats et discussions

La figure 7 présente une comparaison entre les valeurs adimensionnelles de la poussée des terres, obtenues par la présente étude, Choudhury et al. (2006) et la méthode de Mononobe-Okabe, pour un remblai de sable sec ($\varphi=35^\circ$). Cette figure montre que les résultats de Choudhury et al. (2006) sont en accord avec ceux de la méthode de Mononobe-Okabe, la différence ne dépasse pas 19,5 % à la base du mur. Il est clair que la méthode de Mononobe-Okabe donne un diagramme de poussée linéaire ; cependant, celle de Choudhury et al. (2006) présente une variation non-linéaire au-dessous du point d'application de la résultante de poussée. La comparaison des résultats de la présente étude montre que les valeurs des pressions de poussée des terres obtenues par la méthode dynamique directe sont en excellent accord avec celles de la méthode pseudo-statique. Egalement, les résultats de la présente étude, sont en bon accord avec ceux de Choudhury et al. (2006) avec ceux de Mononobe-Okabe, à l'exception de ceux obtenus dans la partie inférieure du mur, où on a observé une variation perturbée des pressions adimensionnelles, ce phénomène peut être expliqué par la distorsion du sol.

5. Influence de la présence d'eau sur les pressions dynamiques

L'effet de la présence d'eau sur les pressions dynamiques de poussée, a été étudié en considérant les cas d'une nappe hydrostatique et d'un écoulement transitoire de 15 jours (eaux pluviales).

Les données de l'écoulement sont représentées dans le tableau 3. La figure 8 montre la trajectoire de l'écoulement transitoire des eaux pluviales, après 15 jours de précipitation.

La figure 9 montre la comparaison des pressions dynamiques, estimées par trois considérations : un écoulement transitoire, une nappe hydrostatique et la formule analytique de Seed et Whitman (1970). Dans le cas d'écoulement transitoire la figure 9 montre une variation irrégulière des pressions dynamiques des terres le long du mur. Par ailleurs, cette variation est quasiment triangulaire pour les autres cas.

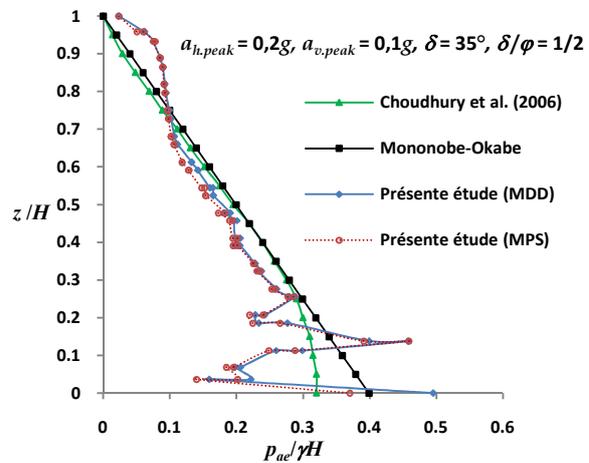


Fig. 7. Comparaison entre les résultats adimensionnels de la poussée des terres estimée par plusieurs approches pour un sable sec ($\varphi=35^\circ$).

Dans le cas d'une nappe hydrostatique, il est clair que la présente étude sous-estime les pressions dynamiques, par rapport aux résultats de la méthode analytique de Seed et Whitman (1970). Cependant, dans le cas d'écoulement transitoire et sur la demi-hauteur inférieure du mur ($0 \leq z/H \leq 0,47$), les valeurs de la pression dynamique obtenues par la présente étude sont supérieures que celles de Seed et Whitman (1970). La valeur maximale de la pression adimensionnelle $p_{d,ae}/\gamma H = 0,382$ est enregistrée au point $z/H = 0,069$.

Il est important de noter que les trois approches donnent la même valeur de la pression dynamique à la base du mur. Par ailleurs, pour la demi-hauteur supérieure du mur ($0,47 \leq z/H \leq 1$), les valeurs des pressions dynamiques de la présente étude sont inférieures à celles calculées par la méthode analytique. Pour l'intervalle $0,6 \leq z/H \leq 0,8$, la présente étude donne des valeurs de pression de terres négatives, cela est probablement à cause de l'effet simultané de l'écoulement d'eau accompagné par l'excitation sismique.

6. Effet de l'accélération du sol sur les pressions dynamiques

6.1 Effet de l'accélération horizontale

La figure 10 compare les pressions de poussée calculées pour une valeur d'accélération verticale constante $a_{v,peak} = 0,1g$ et une accélération horizontale variable, en considérant le cas d'un écoulement transitoire. Cette figure montre que l'augmentation de l'accélération horizontale conduit à une augmentation des pressions dynamiques de poussée. Les valeurs maximales de la pression dynamique de poussée enregistrées au point $z/H = 0,069$ sont $p_{d,ae}/\gamma H = 0,376$ et $0,443$, respectivement pour les accélérations $a_{h,peak} = 0,1g$ et $0,2g$.

La figure 10 montre une légère différence entre les valeurs de pression dynamique de poussée qui apparaît clairement dans les intervalles $0 \leq z/H \leq 0,21$ et $0,54 \leq z/H \leq 0,92$, notamment au niveau de la base du remblai où l'écart enregistré est de l'ordre de 26,40%.

Tableau 3. Données de précipitation (écoulement transitoire).

N°	Temps (jour)	Δq (m/jour)
1	0	0
2	1	0,01
3	2	0,03
4	3	0
5	4	-0,02
6	5	0
7	6	0,01
8	7	0,01
9	8	0
10	9	-0,02
11	10	-0,02
12	11	-0,02
13	12	-0,01
14	13	-0,01
15	14	0
16	15	0

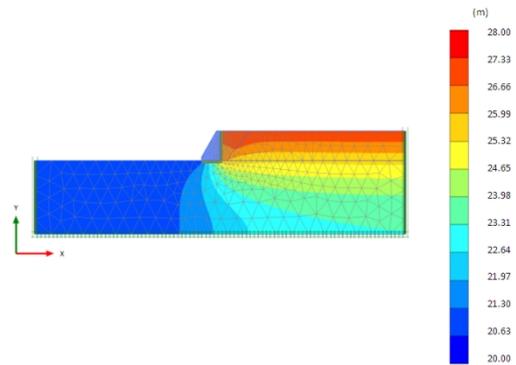


Fig. 8. Trajectoire d'écoulement transitoire (eaux pluviales), après 15 jours de précipitation.

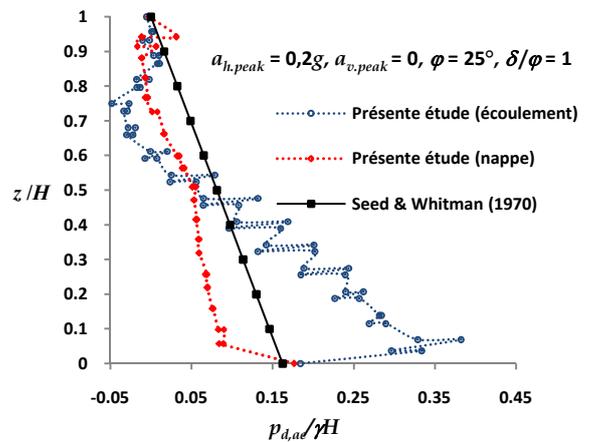


Fig. 9. Comparaison des valeurs des pressions dynamiques pour différents cas.

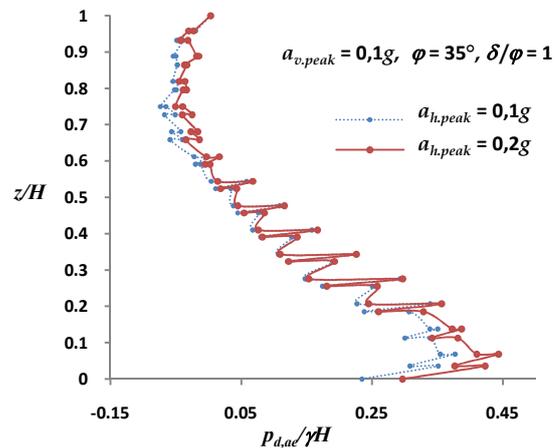


Fig. 10. Influence de l'accélération horizontale sur les pressions dynamiques pour le cas d'un écoulement transitoire.

6.2 Effet de l'accélération verticale

La figure 11 présente la variation des pressions dynamiques en fonction de la profondeur adimensionnelle du mur dans le cas d'un écoulement transitoire. Les courbes de pressions dynamiques sont obtenues pour une valeur d'accélération horizontale constante $a_{h,peak} = 0,2g$, et deux valeurs d'accélération verticale $a_{v,peak} = 0$ et $0,2g$.

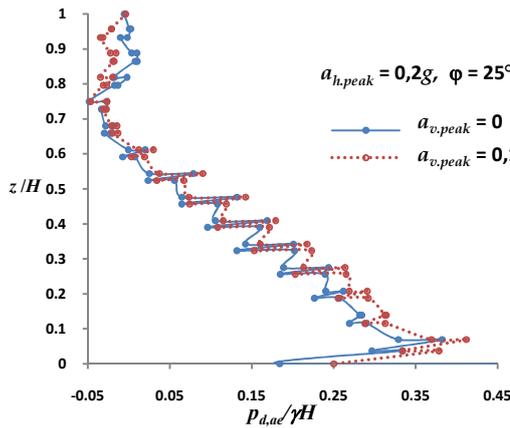


Fig. 11. Influence de l'accélération verticale sur les pressions dynamiques pour le cas d'un écoulement transitoire.

La figure 11 montre que l'augmentation de l'accélération verticale provoque une augmentation des pressions dynamiques de poussée appliquées sur le mur, à l'exception des valeurs obtenues dans la partie supérieure du mur ($0,75 \leq z/H \leq 1$), où on constate une diminution des pressions dynamiques provoquée par l'augmentation de l'accélération verticale. Ce phénomène est probablement dû à la diminution du poids du sol, après le chargement sismique vertical et horizontal. Les valeurs maximales des pressions dynamiques adimensionnelles enregistrées au point $z/H = 0,069$, sont $p_{d,ae}/\gamma H = 0,382$ et $0,411$ correspondent respectivement à des accélérations $a_{v,peak} = 0$ et $0,1g$. Il est à noter que l'écart maximal entre les valeurs de pression dynamique, enregistré à la base du mur, est de l'ordre de 35,76%.

7. Effet de l'angle d'interface δ

Les courbes de pressions dynamiques de la poussée illustrées sur la figure 12, montrent un accroissement des pressions dynamiques relatif à l'accroissement de l'angle de frottement de l'interface sol-mur, pour les intervalles $0,036 \leq z/H \leq 0,11$ et $0,47 \leq z/H \leq 0,89$. Pour le reste de la profondeur, l'angle de frottement d'interface sol-mur et les pressions dynamiques sont inversement proportionnelles. Les valeurs maximales des pressions dynamiques adimensionnelles enregistrées à la base du remblai sont $p_{d,ae}/\gamma H = 0,55$ et $0,18$ pour $\delta/\phi = 1/2$ et 1 respectivement.

8. Effet de l'angle de frottement interne ϕ

La figure 13 montre que l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol conduit à la diminution des pressions dynamiques dans l'intervalle $0,34 \leq z/H \leq 0,96$, et à l'augmentation dans le reste de la profondeur. Les valeurs maximales des pressions dynamiques enregistrées au point $z/H = 0,069$, pour $\phi = 25^\circ$ et 35° sont respectivement $p_{d,ae}/\gamma H = 0,37$ et $0,41$.

9. Conclusion

Le problème d'estimation de la poussée sismique des terres, appliquée sur un mur de soutènement rigide a été étudié, en utilisant la méthode dynamique directe (MDD) et la méthode pseudo-statique (MPS), les résultats de ces deux méthodes sont en bon accord.

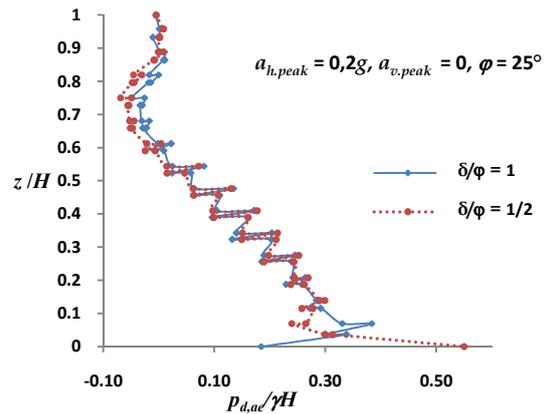


Fig. 12. Influence de l'angle de frottement d'interface δ sur les pressions dynamiques pour le cas d'une nappe hydrostatique.

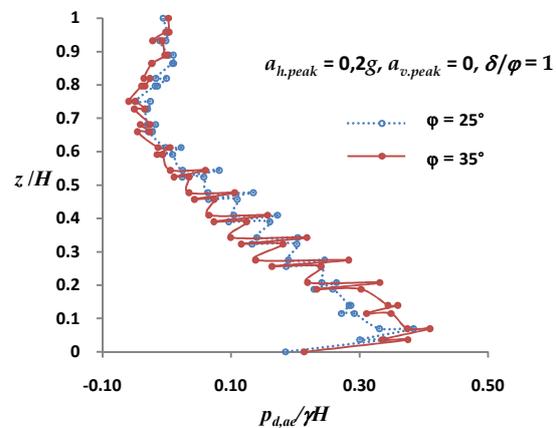


Fig. 13. Influence de l'angle de frottement interne du remblai ϕ sur les pressions dynamiques pour le cas d'une nappe hydrostatique.

La confrontation des résultats de la présente étude, montre un bon accord avec ceux obtenus par l'approche pseudo-statique de Mononobe-Okabe et avec ceux de l'approche pseudo-dynamique présentés par Choudhury et al. (2006). La différence entre les valeurs des pressions actives, déterminées par différentes méthodes a été remarquée au sommet et à la base du mur. Le balancement du mur dû à l'effet de l'accélération verticale est probablement la cause de cette divergence au sommet du mur. Par ailleurs, la différence enregistrée au niveau de la base du mur est due au phénomène de distorsion.

L'écoulement transitoire considéré engendre des pressions dynamiques importantes dans l'intervalle $0 \leq z/H \leq 0,47$ par rapport aux pressions obtenues dans le cas d'une nappe hydrostatique et celles obtenues par les calculs analytiques. L'augmentation de l'accélération horizontale ou verticale engendre généralement un accroissement des pressions dynamiques. Il est important de noter que l'augmentation de la valeur de l'angle d'interface sol-mur ou de l'angle de frottement interne du remblai, engendre une diminution des pressions dynamiques des terres.

Cette étude a permis d'étudier le comportement dynamique d'un mur de soutènement gravitaire, soumis à une secousse sismique,

en tenant compte de l'effet d'interaction sol-structure. D'autres perspectives de recherche peuvent concerner l'évaluation du potentiel de liquéfaction du sable derrière le mur, afin de prédire les risques liés au glissement et à la rotation de l'ouvrage de soutènement, et donner la solution appropriée à ce problème.

Références

- Athanasopoulos-Zekkos, A., V. S. Vlachakis & G. A. Athanasopoulos (2013) Phasing issues in the seismic response of yielding, gravity-type earth retaining walls—Overview and results from a FEM study. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 55: 59-70.
- Benmeddour, D., M. Mellas, R. Frank & A. Mabrouki (2012) Numerical study of passive and active earth pressures of sands. *Computers and Geotechnics* 40: 34–44.
- Bhattacharjee, A. & A. Murali Krishna (2011) Behavior of gravity retaining wall subjected to seismic excitation using FLAC 3D. *International Journal of Earth Science and Engineering* 4(6): 71-74.
- Brinkgreve, R. B. J. E. Engin, W. M Swolfs (2012) *Plaxis user's manual*. Netherlands: Plaxis BV.
- Choudhury, D. & S. S. Nimbalkar (2006) Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall. *Geotechnical and Geological Engineering* 24(5): 1103-1113.
- Choudhury, D., S. S. Nimbalkar & J. N. Mandal (2006) Comparison of Pseudo-Static and Pseudo-Dynamic Methods for Seismic Earth Pressure on Retaining Wall. *Journal of Indian Geophysical Union* 10(4):263-271.
- Combesure, D. (2006) *Eléments de dynamique des structures. Illustrations à l'aide de CAST3M*. www.cea/castem.
- Ebeling, R. M. & E. E. Morrison (1992) *The Seismic Design of Waterfront Retaining structures*. Technical Report ITL-92-11/NCEL TR-939. Port Hueneme, California: US Army Corps of Engineers.
- Fang, Y.J. Chen & C. Chen (1997) Earth Pressures with Sloping Backfill. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(3): 250-259.
- Frank, R. (2014) Eurocode 7 on 'Geotechnical design': a code for soil-structure interaction. *Journal of Applied Engineering Science & Technology* 1(1): 1-10.
- Inoue, K., K. Miura, N Otsuka, N Yoshida & T. Sasajima (2003) Numerical analysis of the earth pressure during earthquake on the gravity type quay wall. *Proceedings of the 13th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Honolulu, Hawaii, USA, pp. 250-254.
- Loukidis, D. & R. Salgado. (2012) Active pressure on gravity walls supporting purely frictional soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(1):78-97.
- Mononobe, N. & H. Matsuo (1929) On the determination of earth pressure during earthquake. *Proceedings of the 2nd World Engineering Conference*, pp. 179-185.
- Nakamura, S. (2006) Reexamination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests. *Soils and Foundations* 46(2):135-146.
- Okabe, S. (1924) General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *Journal of Japanese Society of Civil Engineering* 10(6): 1277-1323.
- Seed, H. B. & R. V. Whitman (1970) Design of earth retaining structures for dynamic loads. *Proceedings of the ASCE specialty conference on lateral stresses in the ground and design of earth retaining structures*, pp. 103-147.
- Simonelli, A. L., P. Carafa, A. Feola, A. J. Crewe & C. A. Taylor (2000) Retaining walls under seismic actions: shaking table testing and numerical approaches, 12th WCEE, paper no. 1885.
- Steedman, R. S. & X. Zeng (1990) The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique* 40(1): 103-112.
- Tiznado, J. C. & F. Rodríguez-Roa (2011) Seismic lateral movement prediction for gravity retaining walls on granular soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 31(3): 391-400.