

ETUDE DES EFFETS DE BORD DANS LES ESSAIS CENTRIFUGES SOUS CHARGEMENT SISMIQUE PAR MODELISATION NUMERIQUE

EVALUATION OF BOUNDARY EFFECTS IN CENTRIFUGAL TESTS SUBJECTED TO SEISMIC LOADING BY NUMERICAL MODELLING

Chedid SAADE, Zheng LI, Sandra ESCOFFIER, Luc THOREL

Département GERS, Centrifugeuses Géotechniques, Université Gustave Eiffel, France

RÉSUMÉ – Le comportement d'un remblai sur sol liquéfiable soumis à des sollicitations sismiques sera étudié sur modèle réduit centrifugé. Une étude numérique, faite en amont, contribue à la conception du modèle réduit et à l'évaluation des effets de bord de deux conteneurs, l'un rigide et l'autre laminaire.

ABSTRACT – The behaviour of the embankment on a liquefiable soil under seismic loads will be studied on a reduced centrifugal model. A numerical study is carried out in advance to help the design of the model and to evaluate the boundary effects that will possibly exist in the dynamic centrifuge test.

1. Introduction

Le phénomène de liquéfaction induit par tremblement de terre est à l'origine de désastres importants tels que les glissements de terrain, les tassements de sols et les effondrements de bâtiments. Ces dommages peuvent mener à la rupture de certaines grandes structures comme les barrages en terre. Durant les séismes d'Arménie (1988) et du Japon (2011), certains sites ont connu d'importantes ruptures de remblais et de barrages construits sur des sols liquéfiables (Tokimatsu et *al.*, 2012; Yegian et *al.*, 1994). Suite aux retours d'expériences et afin de prévenir d'éventuels dommages, l'étude de la liquéfaction et du comportement du remblai en surface est un sujet en plein essor (Adalier et Sharp, 2004; Elgamal et *al.*, 2002; Oka et *al.*, 2012; Rapti, 2016).

L'objectif général de ces travaux est l'étude du comportement de remblais construits sur sol liquéfiable en tenant en compte de la présence de fines. Dans ce cadre, une série d'essais sur modèles réduits centrifugés va être réalisée à l'Université Gustave Eiffel. En parallèle à la modélisation physique, des simulations numériques sont menées afin de réaliser à terme un « jumelage numérique », mais aussi, en amont, pour concevoir le modèle physique.

Ici est menée une étude numérique visant à évaluer les effets de bord des deux conteneurs (rigide et laminaire) utilisés dans les essais en centrifugeuse. La simulation numérique est effectuée avec le code OpenSees (Mazzoni et *al.*, 2006) en utilisant la loi de comportement avancée PM4Sand (Boulangier et Ziotopoulou, 2015). Premièrement, la calibration du modèle PM4Sand est réalisée pour les deux modes de dépôt de sable (pluviation et compactage humide) sur des expérimentations effectuées sur le sable d'Hostun HN31. Ensuite, la validation du modèle des colonnes de sol (15 m et 9 m) a permis, par une extension de la colonne, la construction du modèle 2D avec remblai. Les modèles avec remblai ainsi construits reproduisent les conditions du conteneur rigide d'une part et celles du conteneur laminaire d'autre part. Une série de signaux dynamiques de différentes amplitudes est appliquée pour comparer les effets des deux cas envisagés en vue d'investiguer le comportement du sol de fondation et la réponse du remblai en surface. La largeur de la zone influencée par les bords du conteneur rigide est enfin quantifiée.

2. Définition du problème

Le modèle numérique est construit à l'échelle du prototype (en vraie grandeur). Dans cette section, la géométrie et le matériau utilisés sont présentés.

2.1. Géométrie du modèle

La géométrie du modèle (figure 1) prend en considération : 1) l'accélération centrifuge de $60 \times g$ appliquée sur le modèle réduit ; 2) les dimensions des conteneurs rigide et laminaires utilisés dans le cadre de l'étude expérimentale ; 3) les règles de similitude (Garnier et al., 2007). Les dimensions prototype et modèle de la géométrie envisagée sont présentées dans le Tableau 1.

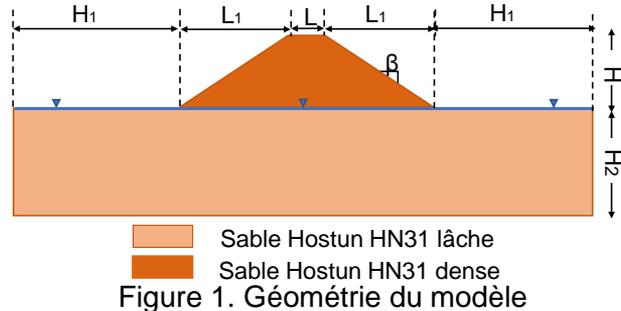


Tableau 1. Dimensions du modèle

Dimensions		Prototype (m)	Modèle centrifugé (mm)
Hauteur	$H + H_2$	15	250
Largeur	$2 L_1 + 2 H_1 + L$	48	800
Hauteur du remblai	H	6	100
Largeur de la crête	L	3	50
Pente du remblai	β	1/1,5	
Distance aux bords	H_1	13,5	225
Epaisseur du sol de fondation	H_2	9	150

2.2. Matériau du modèle

Le modèle physique, inspiré d'Adalier et Sharp (2004), comporte une couche de sable lâche sur laquelle est installé le remblai (Figure 1), ces deux éléments étant constitués de sable d'Hostun HN31 (tableau 2). La couche inférieure, d'épaisseur 15 cm (échelle modèle) et de densité relative $D_r=50\%$ est constituée par la méthode de damage humide (Ladd, 1978). Le remblai, d'une hauteur de 10 cm (échelle modèle) de densité relative $D_r=80\%$, est construit en une couche par pluviométrie à sec au-dessus de la couche compactée. Cette couche est ensuite arasée pour obtenir la géométrie voulue.

Tableau 2. Caractéristiques du sable d'Hostun HN31 (Benahmed, 2001)

Sol	D_{50} (mm)	e_{min} (-)	e_{max} (-)	G_s (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
Hostun HN31	0,35	0,648	1,049	2,65	1,33	1,6

3. Calibration et validation du modèle

Dans cette section, la calibration de la loi de comportement et la validation de la colonne de sol, nécessaires pour la construction du modèle numérique 2D, sont présentées.

3.1. Calibration de la loi de comportement PM4Sand

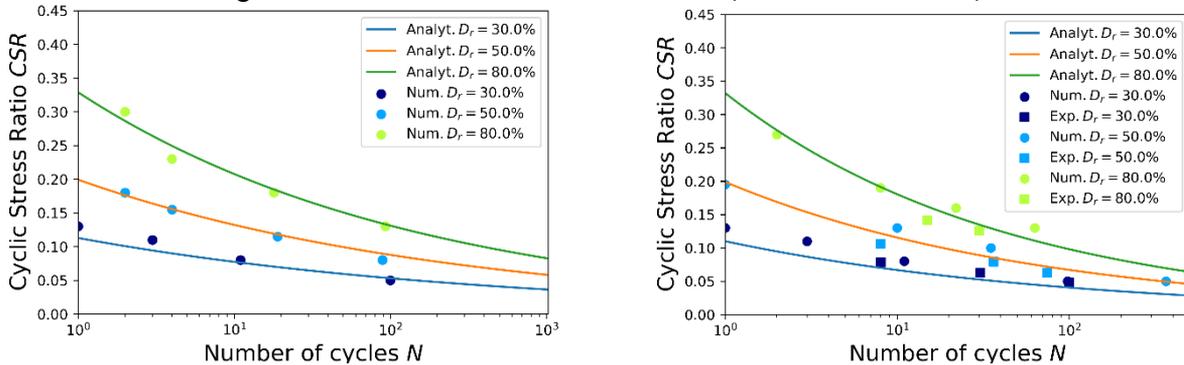
La modélisation numérique est effectuée en utilisant le code de simulation OpenSees- Version 3.2.2. (Mazzoni et al., 2006), qui se base sur la méthode des éléments finis. La loi de comportement PM4Sand (Boulanger et Ziotopoulou, 2015) est utilisée pour

caractériser le sable d'Hostun (Kassas, 2021). La calibration nécessite la définition de 27 paramètres d'entrée (6 paramètres primaires et 21 paramètres secondaires). Selon Benahmed (2001), le mode de préparation d'une éprouvette de sable HN31 a un effet significatif sur sa réponse vis à vis la liquéfaction. La couche inférieure et le remblai sont donc modélisés avec la même loi de comportement mais avec des valeurs de paramètres différentes. Le tableau 3 résume les principaux paramètres liés au sable HN31 et leurs expressions.

La calibration du modèle est réalisée par une simulation d'un test de cisaillement cycliques non drainés avec un seul élément quadrilatère SSPquadUP utilisé dans l'analyse dynamique des milieux poreux saturés (McGann et al., 2012). Les résultats numériques sont comparés (Figure 2) à des expressions analytiques mettant en évidence l'évolution du CSR (Cyclic Stress Ratio) avec le nombre de cycles (Idriss et Boulanger, 2008) nécessaire pour initier la liquéfaction. Ces expressions analytiques découlent d'un ajustement sur des résultats expérimentaux obtenus précédemment (Gobbi, 2020; Kassas, 2021). L'équation (1) est déjà proposée par Kassas (2021) pour la pluviation à sec. L'équation (2) est proposée pour le damage humide.

$$\text{Pluviation à sec (Kassas, 2021)} : CSR = (-1,078e + 1,114) N^{(0,179e-0,33)} \quad (1)$$

$$\text{Damage Humide} : CSR = (-1,109e + 1,14) N^{(0,24 e-0,44)} \quad (2)$$



a) Pluviation à sec (Kassas, 2021)

b) Damage humide (Gobbi, 2020)

Figure 2. Comparaison des résultats numériques et résultats précédents des courbes CSR-N

Tableau 3. Paramètres principaux pour la calibration du PM4Sand

Paramètres		Valeur	
		Compactage humide (Sol liquéfiable)	Pluviation à sec (Remblai)
Densité relative	D_r (%)	50	80
Indice des vides	e (-)	0,85	0,73
Angle de frottement	Φ (°)	33,8	
Coefficient du module de cisaillement maximal	$G_0(-) = 293 \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e}$	712	850
Perméabilité	k (m/s) = $2,92 \times 10^{-3} \frac{e^3}{(1 + e)}$	$9,68 \times 10^{-4}$	$6,56 \times 10^{-4}$
Taux de contraction	hp_0 (Ajusté sur la courbe CSR-N)	0,16	0,02
Constante de Bolton	Q (-)	8,4	
Constante de Bolton	R (-)	0,78	

3.1. Validation du modèle par colonne de sol

Dans un premier temps le modèle « colonne de sol » est comparé aux résultats du projet ISOLATE (Li et Escoffier, 2022) obtenus en champ libre sur une couche de 15 m d'épaisseur préparée par compactage humide à une densité relative de 50%. Dans un second temps le modèle de « colonne 9m » qui sera utilisé dans cette étude est validé en le comparant aux 9 premiers mètres du modèle de « colonne 15 m ». Les deux modèles

sont construits selon les maillages présentés dans le tableau 4. Pour chaque paire de nœuds de même profondeur, les déplacements horizontaux sont imposés égaux comme condition aux limites, reproduisant le comportement d'un champ libre. Les chemins des contraintes obtenus numériquement pour les deux colonnes de sols (9 m et 15 m) sont similaires aux résultats expérimentaux de Li et Escoffier (2022), la comparaison est présentée dans la figure 3.

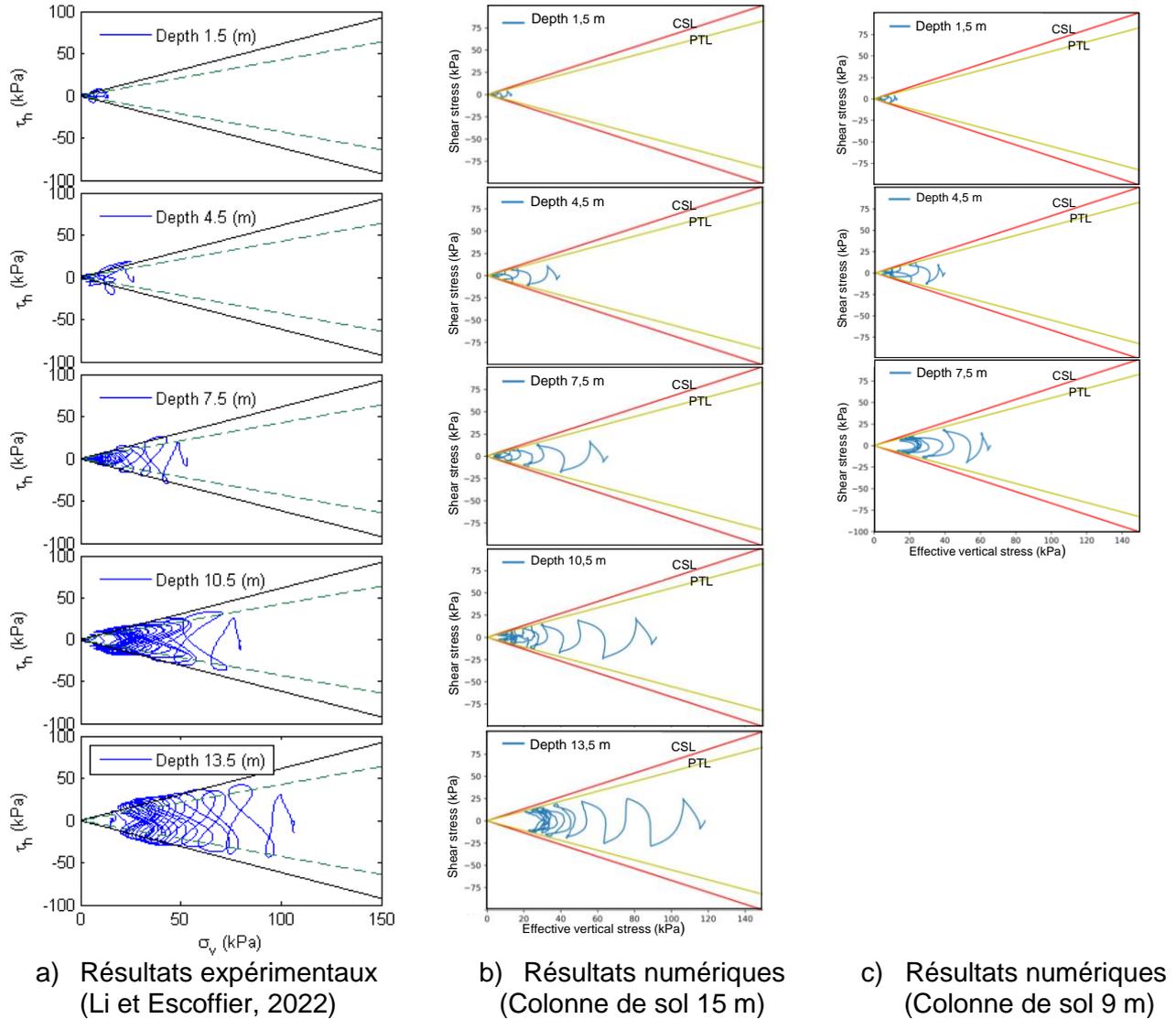


Figure 3. Validation du modèle colonne de sol (CSL : Ligne d'état critique et PTL : Ligne d'état caractéristique)

4. Extension du modèle de colonne de sol au modèle remblai 2D

Deux configurations de modèle 2D sont ensuite construites en se basant sur la validation de la colonne de sol de 9 m : 1) configuration en champ libre sans remblai ; 2) configuration avec remblai. Le maillage est constitué d'éléments SSPquadUP quadrilatères. La géométrie, le maillage, le nombre de nœuds et d'éléments sont présentés dans la figure 4 et le tableau 4. Pour les 2 configurations, deux conditions aux limites, représentant les 2 types de conteneurs envisagés pour les essais, sont étudiées. Dans le cas du conteneur rigide, les bords transversaux et la base sont fixés (les bords et la base se déplacent en bloc). Dans le cas du conteneur laminaire, qui est considéré par la suite comme le modèle référent, le modèle est construit pour reproduire les conditions de champ libre (cas d'un conteneur laminaire parfait). Les conditions imposées dans ce

modèle référent sont des déplacements horizontaux égaux sur les bords transversaux de chaque cadre du conteneur.

Au niveau de la base du conteneur, le modèle est soumis à un chargement sinusoïdal (figure 5) d'une fréquence de 1,5 Hz (échelle prototype). Dans le modèle numérique l'amortissement est introduit par les paramètres d'amortissement de Rayleigh où le taux d'amortissement considéré est 3% pour les deux premières fréquences naturelles (Talkeshwar et Sukumar, 2017). Une série de simulations est faite pour les deux configurations (champ libre et avec remblai) pour différentes accélérations maximales a_{max} (0,1 ; 0,15 ; 0,2 ; 0,25 ; 0,3 et 0,35 g).

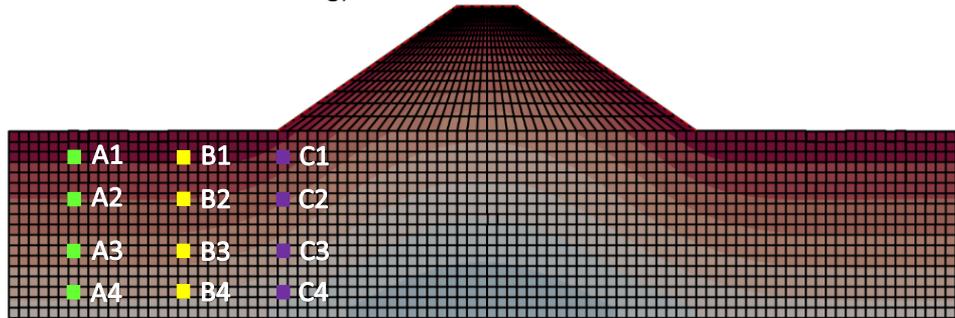


Figure 4. Maillage du modèle 2D avec remblai

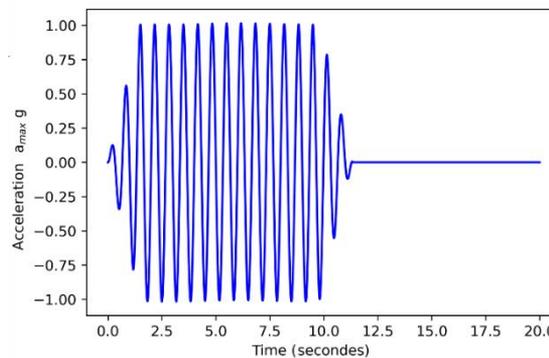


Figure 5. Profil du signal d'entrée avec une amplitude normalisée ($F=1,5$ Hz)

Tableau 4. Maillage des modèles FEM

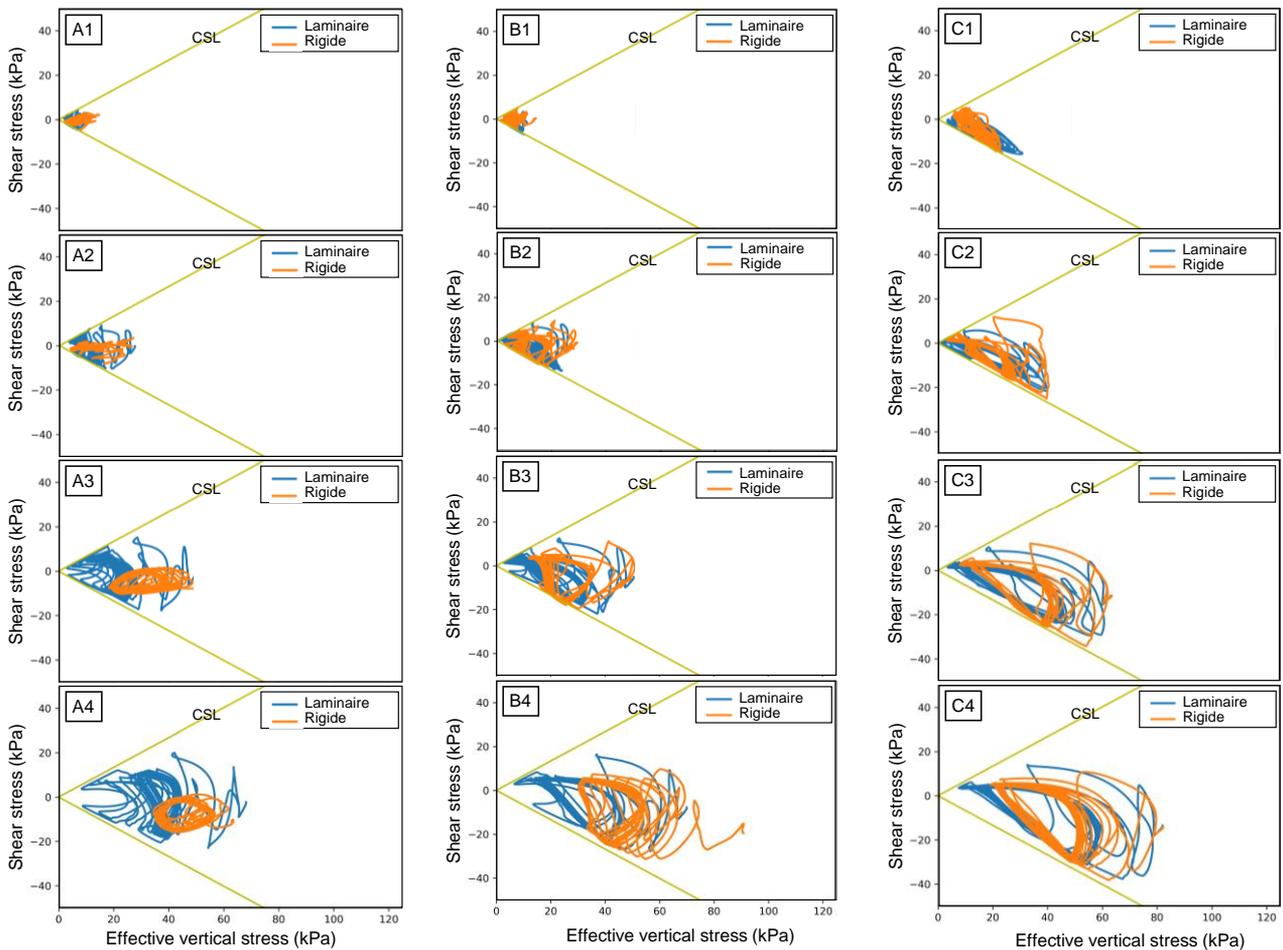
Modèle		Maillage	Dimensions du maillage	Nombre d'éléments	Nombre de nœuds	Mode de dépôt
Colonne de sol 15 m		Quadrilatère	1 m x 1 m	15	32	Compactage humide
Colonne de sol 9 m		Quadrilatère	1 m x 1 m	9	20	Compactage humide
Champ libre		Quadrilatère	0,5 m x 0,5 m	1728	1843	Compactage humide
Avec remblai	Sol de fondation	Quadrilatère	0,5 m x 0,5 m	1728	1843	Compactage humide
	Remblai	Quadrilatère	$L/l < 1,5$	756	774	Pluviation à sec

5. Résultats et discussions

5.1. Influence des conditions aux limites sur la liquéfaction du sol

Le comportement du sol de fondation est évalué dans le modèle numériques pour les différentes amplitudes appliquées. La liquéfaction a lieu ainsi pour les deux conditions aux limites imposées lorsque l'amplitude du signal d'entrée est supérieure à 0,2 g. Pour différents points du massif (figure 4), la figure 6 présente les chemins de contrainte obtenus pour les deux conditions limites appliquées au modèle avec remblai, soumis à un chargement d'amplitude 0,25 g. Le modèle dans le conteneur laminaire se liquéfie plus rapidement (après 1 cycle) que dans le conteneur rigide (après 3 cycles). Pour les deux conditions aux limites, les réponses du sol convergent dans la partie centrale du modèle

(figures 6 b et c) alors que des effets importants sont observés au niveau des zones proches des bords (figure 6.a).



a) Position $x=3.25$ m

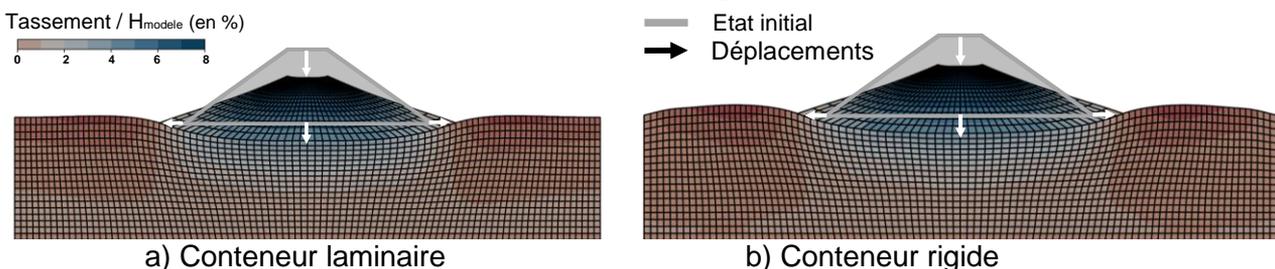
b) Position $x=8.75$ m

c) Position $x=13.75$ m

Figure 6. Comparaison des chemins de contrainte pour les deux conditions limites (rigide et laminaire) soumises à un signal d'amplitude 0,25 g (CSL : Ligne d'état critique)

5.2. Influence des conditions aux limites sur le comportement du remblai

Pour les deux conditions limites, rigide et laminaire, le remblai subit des déformations importantes pour les amplitudes supérieures à 0,2 g où la liquéfaction a lieu. De plus, un tassement de la crête et des déplacements horizontaux de la base sont observés (figure 7). Les valeurs du tassement de la crête dans les deux conditions (rigide et laminaire) sont quantifiées pour différentes amplitudes (figure 7). Les tassements sont importants en partie centrale du modèle. Le tassement de la crête avec conteneur rigide (1,24 m) est plus grand que dans le cas du conteneur laminaire (1,2 m). Cependant, la différence des tassements entre le conteneur rigide et laminaire ne dépasse pas 5% de la valeur du tassement pour n'importe quelle amplitude. Dans le modèle réduit centrifugé, cette différence est estimée à 1 mm entre le conteneur rigide et le conteneur laminaire.



a) Conteneur laminaire

b) Conteneur rigide

Figure 7. Déformations à la fin du chargement $a_{max}=0,25 \times g$ appliqué (facteur d'amplitude 2)

5.3. Estimation des effets de bord du conteneur rigide

La comparaison des effets des deux conditions de bord, sur la liquéfaction du sol de fondation et sur le comportement du remblai en surface, permet d'estimer et de quantifier la zone affectée par les effets de bord dans le cas du conteneur rigide. Pour cela, les accélérations, les chemins de contraintes et les surpressions interstitielles obtenus avec le conteneur rigide sont comparés à ceux du modèle référent (modèle laminaire parfait). La différence des résultats est très importante sur les bords et diminue simultanément jusqu'à la partie centrale du conteneur (figure 6). D'autre part, le remblai se comporte de façon similaire avec des déplacements très proche pour les deux conteneurs. Suite à ces comparaisons, la largeur de la zone d'influence présentée dans la figure 8 est estimée à 8 m (échelle prototype). Dans cette zone, les accélérations, les contraintes et les pressions hydrauliques sont affectées par les bords. Dans la zone comprise entre la position $x=8$ m et la position $x=40$ m le comportement du massif de sol et du remblai peuvent être considérés comme similaires pour les deux conteneurs rigides et laminaire.

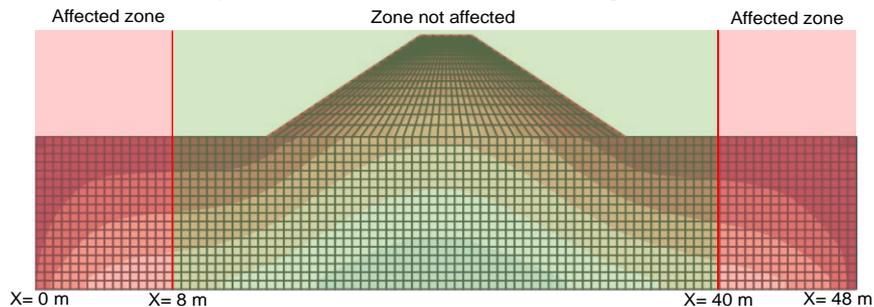


Figure 8. Les zones affectées par les effets de bords du conteneur rigide

6. Conclusions

Un modèle numérique FEM reproduisant des essais en centrifugeuse est construit avec la plateforme OpenSees avec la loi de comportement avancé PM4Sand. Pour les deux configurations testées (champ libre et avec remblai), la liquéfaction a lieu pour les deux conditions limites envisagées expérimentalement (conteneurs rigide et laminaire) lorsque l'amplitude de la sollicitation est supérieure à 0,2 g. Cependant, les modèles considérant des conditions limites assimilable à un conteneur laminaire parfait ont tendance à se liquéfier plus rapidement. Le remblai en surface subit des déformations très proches dans les deux conteneurs (5 % de différence). La zone d'influence des bords du conteneur rigide sur le modèle est estimée à 8 m (échelle prototype). Dans la zone non influencée par les bords, le conteneur rigide et le conteneur laminaire présentent des comportements similaires du point de vue de la réponse du sol de fondation et du remblai. Donc, le modèle réalisé dans la zone centrale (zone comprise entre $x=8$ m et $x=40$ m) du conteneur rigide peut reproduire le comportement réel.

7. Remerciements

Le premier auteur tient à remercier l'Université Gustave Eiffel et la Région Pays de la Loire pour le financement de ses travaux de thèse. Les auteurs tiennent également à remercier l'Agence National de Recherche (ANR) et surtout les membres du projet ISOLATE (Projet-ANR-17-CE22-0009).

8. Références bibliographiques

Adalier K., Sharp M. K. (2004). Embankment dam on liquefiable foundation dynamic behavior and densification remediation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 130, n°11, pp. 1214-1224. [doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:11\(1214\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:11(1214))

- Benahmed N. (2001). Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique-Application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Thèse de doctorat. Ecole nationale des ponts et chaussées, France.
- Boulanger R. W., Ziotopoulou K. (2015). PM4Sand version 3 : a sand plasticity model for earthquake engineering applications. Report No. UCD/CGM-15/01, Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, March, 112 pages.
- Elgamal A., Yang Z., Parra, E. (2002). Computational modeling of cyclic mobility and post-liquefaction site response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 22, pp. 259-271. [doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00022-2](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00022-2)
- Garnier J., Gaudin C., Springman S. M., Culligan P. J., Gooding D., König D., Kutter B., Phillips R., Randolph M. F., Thorel L. (2007). Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, vol. 3, pp. 1-23. doi.org/10.1680/ijpmg.2007.070301
- Gobbi S. (2020). Characterization of liquefaction parameters for saturated soil under dynamic loading using laboratory tests and calibration of constitutive laws by numerical modelling. Thèse de Doctorat. Université Paris Est, France.
- Idriss I. M., Boulanger R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, California, USA.
- Kassas K. (2021). Structure – soil – structure interaction (Sssi) of adjacent buildings founded on liquefiable soil. Thèse de doctorat. ETH Zurich, Switzerland. doi.org/10.3929/ethz-b-000511100
- Ladd R. S. (1978). Preparing test specimens using undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 1, n°1, pp. 16–23. doi.org/10.1520/GTJ10364J
- Li Z., Escoffier S. (2022). Characterization at the scale of the foundation soil and the assessment of scale effects (centrifuge experiments, shaking table tests, innovative laminar boxes) Characterizing and Improving soils against liquefaction - ISOLATE, WP2, project report.
- Mazzoni S., McKenna F., Scott M. H., Fenves G. L. (2006). OpenSees command language manual. University of California, Berkeley.
- McGann C. R., Arduino P., Mackenzie-Helnwein P. (2012). Stabilized single-point 4-node quadrilateral element for dynamic analysis of fluid saturated porous media. *Acta Geotechnica*, vol. 7, pp. 297-311. doi.org/10.1007/s11440-012-0168-5
- Oka F., Tsai P., Kimoto S., Kato R. (2012). Damage patterns of river embankments due to the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and a numerical modeling of the deformation of river embankments with a clayey subsoil layer. *Soils and Foundations*, vol. 52, n°5, pp. 890–909. doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.010
- Rapti I. (2016). Numerical modeling of liquefaction-induced failure of geostructures subjected to earthquakes. Thèse de doctorat. Université Paris-Saclay - CentraleSupélec, France.
- Talkeshwar R., Sukumar B. (2017). Use of rayleigh damping in geotechnical finite element analysis : An Evaluation. Indian Geotechnical Conference 2017 GeoNEst, December, pp. 2-4.
- Tokimatsu K., Tamura S., Suzuki H., Katsumata K. (2012). Building damage associated with geotechnical problems in the 2011 Tohoku Pacific Earthquake. *Soils and Foundations*, vol. 52, n°5, pp. 956–974. doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.014
- Yegian M. K., Ghahraman V. G., Harutiunyan R. N., Harutiunyan R. N. (1994). Liquefaction and embankment failure case histories, 1988 Armenia earthquake. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, n°3, pp. 581-596. [doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:3\(581\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:3(581))