

# L'effet du modèle de comportement du sol et de la configuration de digue en enrochements sur le comportement sismique d'un quai sur pieux

DEGHOUL Lylia<sup>1</sup>

<sup>1</sup> *Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA), Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou (UMMTO), Campus Hasnaoua, Tizi-Ouzou, 15000, Algérie.*  
[deghoul.lylia@gmail.com](mailto:deghoul.lylia@gmail.com)

**RESUME** Durant les séismes passés, les quais sur pieux ont subi des dégâts structurels et matériels très importants. Plusieurs chercheurs se sont intéressés à comprendre le comportement sismique des pieux, mais peu de travaux existent sur les quais et notamment les pieux traversant une pente en enrochements appelée ici digue en enrochements. Cette digue installée en dessous de la plateforme, sert à protéger contre l'érosion des sols et apporter un soutènement aux terres derrière le quai. Elle peut être classée en trois configurations, à savoir cut-slope, multi-lift et single-lift. Cet article s'intéresse à l'influence du choix du modèle de comportement du sol sur les résultats d'une modélisation numérique par la méthode des éléments finis. Un quai typique a été pris pour l'étude, en utilisant trois modèles de sol différents : Mohr-Coulomb (MC), Hardening Soil (HS) et Hardening Soil Small-strain (HSS). L'effet de la configuration de la digue en enrochements sur la réponse des pieux est aussi entrepris. Les résultats montrent que le déplacement des pieux est affecté par le déplacement de la digue. Le modèle avancé HSS obtient des résultats inférieurs aux modèles MC et HS, et cela a permis de valider les résultats obtenus par rapport à ceux de la littérature. La configuration single-lift donne des déplacements de pieux et un déplacement latéral au sommet de la digue très inférieurs aux deux autres configurations.

**Mots-clefs** quai sur pieux, modèle de comportement du sol, digue en enrochements, méthode des éléments finis, séisme

## I. INTRODUCTION

La réponse sismique des quais sur pieux est complexe car elle présente des difficultés à résoudre le problème d'interaction dynamique sol-pieu-structure, en particulier si on prend en considération l'interaction entre les enrochements de grands tailles et les pieux, l'effet de la présence d'une pente, et l'utilisation des pieux inclinés.

Pour analyser cette interaction, diverses méthodes sont décrites dans la littérature (Kramer, 1996). Comme il existe aussi quelques travaux qui ont été effectués dans ce domaine, par des moyens

expérimentaux (Iai and Sugano, 1999; Boland et al., 2001; McCullough, 2003; Kawamata, 2009) et numériques (Heidary-Torkamani et al., 2014; Dickenson et al., 2014; Nagao and Lu, 2020) etc.

Dans cet article, la méthode globale (directe) a été utilisée afin de résoudre ce problème d'interaction en une seule étape pour l'ensemble du système, permettre d'introduire différentes caractéristiques géométriques, et prendre en compte les non-linéarités du sol et de la structure.

L'outil employé pour cette analyse est la modélisation bidimensionnelle par éléments finis du code de calcul PLAXIS (Plaxis bv, 2010). Trois modèles constitutifs de sol de précision différente ont été utilisés pour se rapprocher du comportement réel d'un quai sur pieux soumis à un chargement sismique, et de déterminer leur influence sur les résultats obtenus. Le premier modèle utilisé est le modèle Mohr-Coulomb (MC). Il nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : l'angle de frottement ( $\varphi$ ), la cohésion ( $c$ ), l'angle de dilataance ( $\psi$ ), le module de Young ( $E_{MC}$ ) et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) (Brinkgreve et al., 2010). Le deuxième modèle est le modèle élasto-plastique avec écrouissage (modèle Hardening Soil, HS), introduit par Schanz et al. (1999). Lorsqu'il est soumis à un chargement déviatorique primaire, le sol expose une rigidité décroissante et développe des déformations plastiques irréversibles. Il utilise les trois paramètres de plasticité de Mohr-Coulomb ( $c$ ,  $\varphi$  et  $\psi$ ), le coefficient de Poisson en déchargement-rechargement ( $\nu_{ur}$ ) pour une pression de référence ( $p^{ref}$ ), le facteur  $m$  qui permet de relier les contraintes et les déformations selon une loi de puissance, et trois modules de rigidité déterminés pour une pression de référence ( $p^{ref}$ ). Ces modules sont : le module de rigidité sécant de l'essai triaxial drainé standard ( $E_{50}^{ref}$ ), le module de rigidité tangent du chargement œdométrique primaire ( $E_{od}^{ref}$ ) et le module de rigidité en déchargement-rechargement ( $E_{ur}^{ref}$ ). Leurs expressions sont présentées dans le manuel de Brinkgreve et al. (2010). Le dernier modèle utilisé, est une évolution du modèle HS qui tient compte de la rigidité du sol sous petites déformations (appelé le modèle Hardening Soil Small-strain, HSS), développé par Benz (2007). IL dispose donc de toutes les caractéristiques du modèle HS en plus deux autres paramètres d'entrée : le module de cisaillement initial sous très petites déformations ( $G_0^{ref}$ ) et la déformation de cisaillement ( $\gamma_{0,7}$ ) pour laquelle le module de cisaillement sécant ( $G_s$ ) est réduit à 72,2% du module de cisaillement initial  $G_0$  ( $G_s = 0,722 G_0$ ). Le module de cisaillement ( $G_0$ ) et la déformation en cisaillement ( $\gamma_{0,7}$ ) sont exprimés respectivement par les équations (1) et (2) :

$$G_0 = G_0^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (1)$$

$$\gamma_{0,7} \approx \frac{1}{9G_0} \left[ 2c' (1 + \cos(2\varphi')) - \sigma'_1 (1 + K_0) \sin(2\varphi') \right] \quad (2)$$

$K_0$  étant le coefficient de pression des terres au repos.  $\sigma'_1$  est la contrainte verticale effective.  $\sigma'_3$  est la contrainte principale mineure, qui est aussi la pression de confinement dans l'essai triaxial. A noter que  $\sigma'_3$  est négative en compression (Brinkgreve et al., 2007).

## II. ANALYSE DE L'INFLUENCE DU MODELE DE COMPORTEMENT DU SOL

Le modèle JCB01 a été sélectionné parmi une série d'essais réalisés à l'Université de Californie, campus de Davis (Boland et al., 2001; McCullough, 2003).

### A. Modèle physique

Le modèle JCB01 en centrifugeuse (FIGURE 1.a), a une configuration de quai typique des ports de la côte ouest des Etats-Unis d'Amérique. Il est constitué d'une plateforme fondée sur trois rangées de sept pieux verticaux et de deux paires de pieux inclinés. Les pieux traversent une couche d'embrochements recouvrant un talus en remblai de sable lâche. Cette couche d'embrochements est appelée digue en enrochement de configuration *cut-slope* (ou *sliver*). Le sol de fondation et le remblai derrière le quai sont en sable dense.

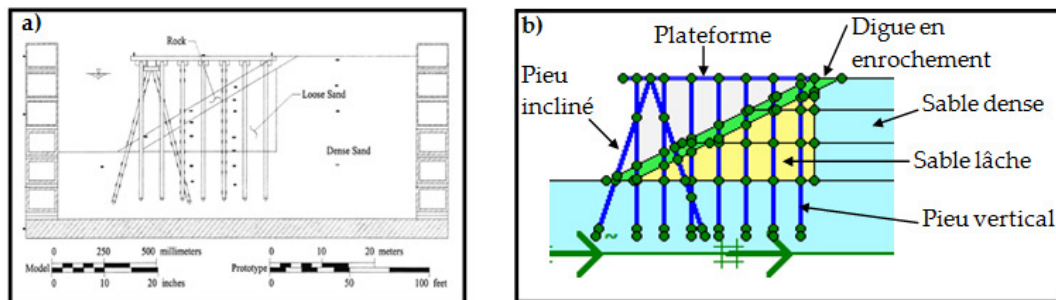


FIGURE 1. Section transversale du modèle JCB01: a) en centrifugeuse (McCullough, 2003), b) modèle en éléments finis (modifiée, Deghoul et al. (2020))

### C. Modèle numérique

Le modèle numérique est représenté sur la FIGURE 1.b. Un maillage en éléments triangulaires à 15 nœuds a été adopté. L'analyse a été effectuée dans le domaine temporel et une modification du schéma initial de Newmark défini avec la méthode  $\alpha$  (ou méthode HHT) (Hilber et al., 1977) a été utilisée. Les propriétés du sol pour le modèle MC sont représentées dans le TABLEAU 1 (McCullough, 2003). Le concept de la pseudo-cohésion des embrochements introduit par Diaz et al. (1984) a été pris en considération. Le modèle a été soumis au séisme de Loma Prieta de 1989 enregistré à la station d'Oakland Outer Harbor (FIGURE 2).

TABLEAU 1. Propriétés du sol

	$\varphi$ (°)	$\psi$ (°)	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (-)	$E_{MC}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sable dense	37	21	0,5	0,3	$6,032 \times 10^4$
Sable lâche	33,2	7	0,5	0,3	$1,638 \times 10^4$
Enrochements	45	0	15	0,2	$2,232 \times 10^4$

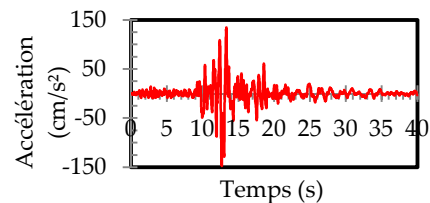


FIGURE 2. Accélérogramme du séisme de Loma Prieta de 1989 (PGA 0,15g)

Les expressions adoptées pour les modules de rigidité des modèles avancés (HS et HSS) sont :

$$E_{50}^{ref} = E_{MC} ; E_{50}^{ref} = 1,25 E_{oed}^{ref} \text{ et } E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref} \text{ (Brinkgreve et al., 2010).}$$

En absence des données expérimentales pour la détermination du paramètre  $G_0^{ref}$ , des approximations par des équations empiriques peuvent être utilisées, comme par exemple en utilisant l'équation (3) donnée par Hardin and Black (1969), avec  $e$  étant l'indice des vides :

$$G_0^{ref} = \frac{33(2,97 - e)^2}{1 + e} \text{ (MPa)} \quad (3)$$

Les paramètres constitutifs du sol ont été calibrés par des essais numériques présents dans le code PLAXIS 2D (l'outil *SoilTest*). Les principaux résultats obtenus sont présentés ci-dessous, sont analysés et comparés avec les résultats existant dans la littérature, en vue de leur validation.

#### D. Déplacement total maximal des pieux

En examinant la FIGURE 3, il a été remarqué que le plus grand des déplacements totaux maximaux des différents pieux du quai, pour les trois modèles de sol était obtenu au dernier pieu du quai, c.-à-d. au pieu 7, se trouvant côté terre, causé par la liquéfaction du sable lâche.

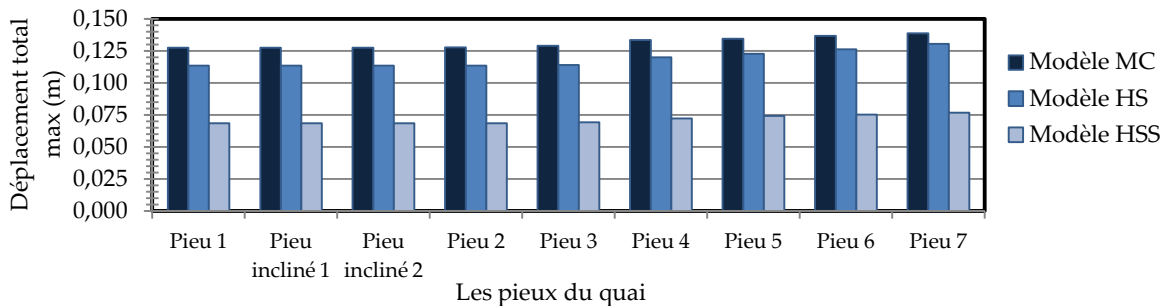


FIGURE 3. Déplacement total maximal des pieux avec les trois modèles de comportement du sol

Ce plus grand déplacement obtenu par la modélisation avec les modèles MC et HS était supérieur respectivement de 80,52% et de 70,13% par rapport à celui obtenu par la modélisation effectuée avec le modèle HSS.

#### E. Déplacement total au sommet de la digue

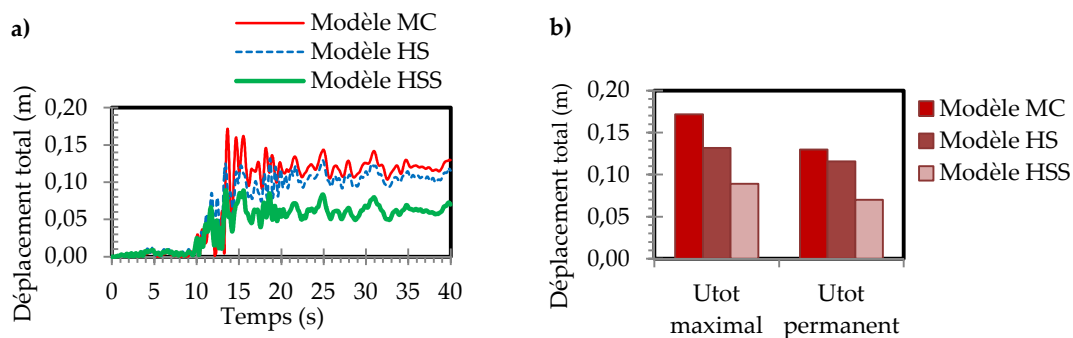


FIGURE 4. Déplacement total au sommet de la digue avec les trois modèles de comportement du sol: a) en fonction du temps, b) déplacement total maximal et permanent

L'analyse de la FIGURE 4.a et b, a montré que l'allure du déplacement total enregistré au sommet de la digue avec les trois modèles de comportement du sol était similaire, et que les modèles MC et HS présentent un déplacement total maximal supérieur respectivement de 93,26% et 48,31% ; et un déplacement total permanent à la fin du chargement sismique qui était supérieur respectivement de 85,71% et 65,71% par rapport aux résultats obtenus au sommet de la digue avec le modèle HSS.

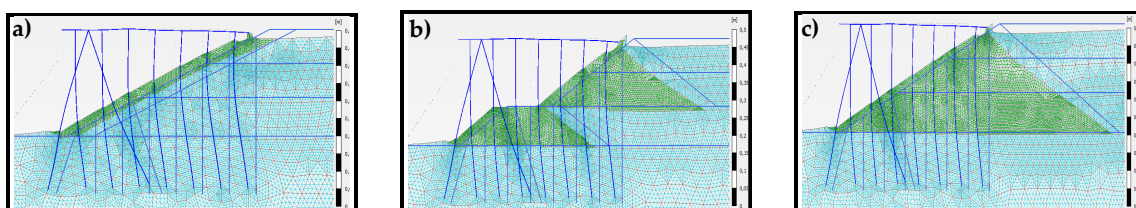
#### F. Analyse de validation

Le déplacement total maximal des pieux et le reste des résultats obtenus à savoir : le déplacement total maximal du sol et les surpressions interstitielles ont été comparés aux résultats de la modélisation numérique en différences finies FLAC2D réalisée par Heidary-Torkamani et al. (2014). Il en ressort d'après les résultats de Deghoul et al. (2020) que le modèle qui tient compte de la rigidité du sol sous petites déformations (le modèle HSS) se rapproche le plus des résultats de Heidary-Torkamani et al. (2014), contrairement aux deux autres modèles (MC et HS). Cela s'explique par le fait que le modèle MC considère le module de rigidité du sol constant et n'utilise que l'amortissement de Rayleigh, contrairement aux modèles avancés (HS et HSS). Ces derniers utilisent trois types différents de module de rigidité ( $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$  et  $E_{ur}^{ref}$ ) pour représenter avec précision le comportement du sol. De plus, le modèle HSS prend en considération la rigidité du sol sous petites déformations ( $G_0^{ref}$  et  $\gamma_{0,7}$ ) et intègre l'amortissement hystérétique des matériaux en plus de l'amortissement de Rayleigh (Brinkgreve et al., 2007).

### III. ANALYSE DE L'INFLUENCE DE LA CONFIGURATION DE LA DIGUE EN ENROCHEMENT

Le modèle numérique présenté en FIGURE 1 a été repris sous le même chargement sismique, en faisant varier la configuration de la digue en enrochement. Trois configurations de digue ont été étudiées : *cut-slope*, *multi-lift* et *single-lift*. Elles sont représentées sur la FIGURE 5. Deux matériaux de sol ont été utilisés : le sable dense et les enrochements. Le modèle de comportement du sol utilisé pour tous les matériaux est le modèle HSS. Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous.

#### A. Déformation du maillage



**FIGURE 5.** Déformation du maillage (agrandi de 50 fois): a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift

La FIGURE 5 montre que le corps des trois configurations de digue se déplace latéralement en direction de la mer comme un bloc monolithique. La déformation des parements des digues est

non uniforme : une courbure concave peu prononcée se dessine sur la pente côté terre (port), et une légère forme convexe se présente sur la pente côté mer. Des tassements importants sont observés au sommet des digues contre des soulèvements au pied des digues. D'une manière générale, ces déformations ont certaines similitudes par rapport aux modes de rupture rencontrés dans les digues de protection présentés par PIANC (2001).

### B. Déplacement total maximal des pieux

Le déplacement total maximal de chaque pieu du quai, pour les trois configurations de digue en enrochement est présenté sur la FIGURE 6. Il a été constaté que le déplacement total maximal de chaque pieu du quai, augmente en allant du côté mer vers le côté terre (du pieu 1 vers le pieu 7). Et dans la plupart des cas, ce sont les derniers pieux du quai qui enregistrent les plus grands déplacements.

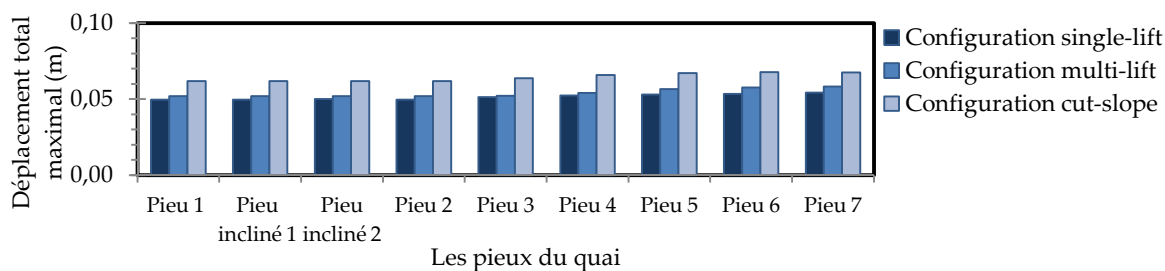


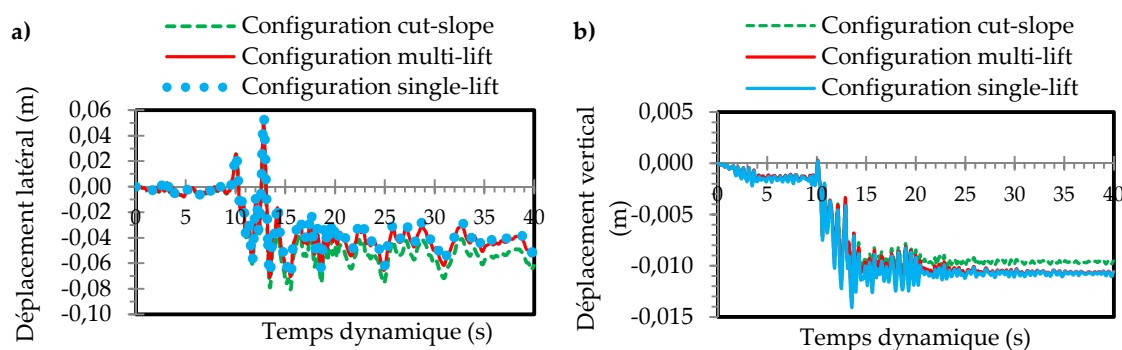
FIGURE 6. Déplacement total maximal des pieux pour les trois configurations de digue

Tous les pieux du quai de la configuration cut-slope enregistrent des déplacements totaux maximaux plus grands que ceux des pieux des deux autres configurations.

Le plus grand déplacement total maximal des pieux obtenu dans la configuration single-lift et la configuration multi-lift est inférieur respectivement de 20,59% et de 14,70% par rapport à celui enregistré dans la configuration cut-slope.

### C. Déplacement au sommet de la digue

La FIGURE 7.a présente le déplacement latéral en fonction du temps pour le sommet des trois configurations de digue. Le sommet de la digue de configuration cut-slope enregistre le plus grand déplacement latéral maximal d'une valeur de  $(-80,3 \times 10^{-3} \text{ m})$ , et le plus grand déplacement latéral permanent  $(-61,9 \times 10^{-3} \text{ m})$ . Contrairement aux digues de configuration single-lift et multi-lift, leurs déplacements latéraux aux sommets sont proches. Elles enregistrent respectivement un déplacement latéral maximal inférieur de 12,95% et de 11,71% ; et un déplacement latéral permanent respectivement inférieur de 20,52% et de 16,16% ; par rapport à ceux du sommet de la digue de configuration cut-slope. Sur la FIGURE 7.b, le sommet de la digue de configuration cut-slope enregistre le plus petit déplacement vertical maximal  $(-12,6 \times 10^{-3} \text{ m})$ , et le plus petit déplacement vertical permanent de  $(-9,5 \times 10^{-3} \text{ m})$ . Concernant le déplacement vertical aux sommets des digues de configuration single-lift et multi-lift, elles enregistrent une valeur maximale qui est supérieure respectivement de 11,90% et de 3,79% ; et un déplacement vertical permanent supérieur respectivement de 11,58% et de 10,53% ; en comparaison avec les déplacements au sommet de la digue de configuration cut-slope.



**FIGURE 7.** Déplacement en fonction du temps au sommet des trois configurations de digue en enrochement : a) latéral, b) vertical

#### IV. CONCLUSION

La réponse sismique des pieux est dictée par les mécanismes de déformation du sol environnant, du phénomène d'interaction sol-structure et de la conception de la structure.

Représenter le comportement du sol sous petites déformations par le modèle MC donnera des résultats peu réalistes. Il est recommandé d'utiliser un modèle avancé qui tient compte de la dégradation de la raideur du sol avec l'augmentation du niveau de déformations et qui prend aussi en considération le comportement hystérétique du sol. Le modèle HSS utilisé dans cette étude, a montré qu'il est un outil efficace pour prédire le comportement sismique d'un quai sur pieux. Par conséquent, le choix du modèle de comportement du sol a un impact non négligeable sur les résultats numériques obtenus. Ce choix dépend de nombreux facteurs liés au type d'analyse à exécuter, à la précision souhaitée et aux paramètres de sol disponibles.

En analysant l'influence de la configuration de la digue en enrochement sur le comportement du sol environnant et sur la réponse sismique du quai sur pieux, il en résulte que : (i) Le comportement des trois configurations de digue en enrochement (cut-slope, multi-lift et single-lift) est différent. (ii) Dans les zones de faible sismicité, la digue de configuration single-lift donne des déplacements de pieux et un déplacement latéral au sommet de la digue nettement inférieurs à ceux des deux autres configurations. (iii) Les résultats obtenus pour la configuration multi-lift se trouvent juste en dessous de ceux de la configuration single-lift. Par conséquent, dans un projet de quai sur pieux en eaux profondes, où la digue de configuration single-lift serait non économique, on recommandera d'utiliser la digue de configuration multi-lift.

#### REFERENCES

Benz, T., 2007. Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. Institute of Geotechnical Engineering, Stuttgart University.

Boland, J.C., Schlechter, S.M., McCullough, N.J., Dickenson, S.E., Kutter, B.L., Wilson, D., 2001. Data Report: Pile-Supported Wharf Centrifuge Model (JCB01). Oregon State University.

Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. (Eds.), 2010. PLAXIS: Material Models Manual. DELFT University of Technology & PLAXIS BV.



Brinkgreve, R.B.J., Kappert, M.H., Bonnier, P.G., 2007. Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. Presented at the Numerical Models in Geomechanics – NUMOG X – Pande & Pietruszczak (Éds.). <https://doi.org/10.1201/NOE0415440271.ch106>

Deghoul, L., Gabi, S., Hamrouni, A., 2020. The influence of the soil constitutive models on the seismic analysis of pile-supported wharf structures with batter piles in cut-slope rock dike. *Studia Geotechnica et Mechanica* 42, 191–209. <https://doi.org/10.2478/sgem-2019-0050>

Diaz, G.M., Patton, B.W., Armstrong, G.L., Joolazadeh, M., 1984. Lateral Load Tests of Piles in Sloping Rock Fill. Presented at the Symposium on the Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE National Convention, San Francisco, California.

Dickenson, S., Yang, S., Schwarm, D., Rees, M., 2014. Seismic performance analysis of pile-supported wharves subjected to long-duration ground motions. Presented at the Seminar on Utilization of Strong- Motion Data (SMIP14), Berkeley, California, pp. 63–82.

Hardin, B.O., Black, W.L., 1969. Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 95, 1531–1537.

Heidary-Torkamani, H., Bargi, K., Amirabadi, R., McClough, N.J., 2014. Fragility estimation and sensitivity analysis of an idealized pile-supported wharf with batter piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 61–62. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.024>

Hilber, H.M., Hughes, T.J.R., Taylor, R.L., 1977. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in structural dynamics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 5, 283–292. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290050306>

Iai, S., Sugano, T., 1999. Soil-structure interaction studies through shaking table tests. Presented at the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon.

Kawamata, Y., 2009. Seismic performance of pile-supported container wharf structures in rockfill. Oregon State University.

Kramer, S.L., 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

McCullough, N.J., 2003. The seismic geotechnical modeling, performance, and analysis of pile-supported wharves. Oregon State University.

Nagao, T., Lu, P., 2020. A simplified reliability estimation method for pile-supported wharf on the residual displacement by earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 129. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105904>

Permanent International Association for Navigation Congresses (PIANC), 2001. *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Balkema.

Plaxis bv, 2010. PLAXIS 2D 2010.

Schanz, T., Vermeer, P.A., Bonnier, P.G., 1999. The hardening-soil model: Formulation and verification. Presented at the Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam.