

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Thèse de Doctorat 3^{ème} cycle LMD

Spécialité : Génie civil
Option : Géotechnique

Présentée par :
M^{elle} DEGHOUL Lylia

Thème

**Etude sismique des ouvrages portuaires sur
pieux**

Soutenue publiquement le : 03 / 02 / 2022

Devant le jury composé de :

Mr. MELBOUCI Bachir	Professeur	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Président
Mr. GABI Smail	Professeur	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Rapporteur
Mr. DIAS Daniel	Professeur	Université Grenoble Alpes, France	Co-rapporteur
Mr. BAHAR Ramdane	Professeur	Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumédiène	Examineur
Mr. DJEMAI Mohamed	Professeur	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examineur
Mr. HAMMOUM Hocine	Professeur	Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examineur

Année universitaire 2021 / 2022

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes chers parents

et

A mon cher frère.

Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord « DIEU », le tout-puissant et miséricordieux, qui m'a donné le courage, la volonté, la santé, la patience et les moyens de mener à terme ce modeste travail.

J'adresse mes profonds remerciements à ma famille, et plus précisément à mes chers parents et à mon cher frère qui n'ont jamais cessé de m'encourager, de me soutenir et de croire en mes capacités.

J'exprime toute ma gratitude à mon Directeur de thèse Pr. GABI Smail, pour son dévouement, sa patience, ses qualités scientifiques et humaines, ses remarques pertinentes, sa bienveillance sur l'évolution de ma thèse et nos échanges qui ont soulevé beaucoup de discussions. Je lui suis reconnaissante de m'avoir initié à travailler sur les ouvrages portuaires, de m'avoir transmis ses compétences scientifiques, et qui m'a bien soutenu et encadré tout au long de mon parcours de Master et de Doctorat.

Je remercie chaleureusement Pr. DIAS Daniel, pour son accueil et son encadrement au sein du Laboratoire 3SR, Université Grenoble Alpes (France). Je le remercie également d'avoir apporté son regard sur mon travail et pour avoir partagé généreusement ses connaissances.

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance à Mr. HAMROUNI Adam pour son aide précieuse au cours de ce travail. Je le remercie aussi pour sa disponibilité, son dévouement, sa serviabilité, et ses précieux conseils sur le plan scientifique comme sur le plan personnel.

Je souhaite présenter mes profonds remerciements au Pr. MELBOUCI Bachir, de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO), d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse de Doctorat, ainsi que pour l'attention qu'il lui a portée.

J'adresse également mes sincères remerciements aux : Pr. BAHAR Ramdane de l'Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumédiène (USTHB), Pr. DJEMAI Mohamed et Pr. HAMMOUM Hocine, tous les deux de l'Université Mouloud

Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO) pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à l'égard de ce travail, en acceptant d'examiner cette thèse et de faire partie du jury.

Je souhaite remercier tous les professeurs qui ont contribué à ma formation et à enrichir mon parcours. Je remercie aussi l'ensemble des membres du Laboratoire de recherche Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) de l'Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou (UMMTO), et du Laboratoire 3SR de l'Université Grenoble Alpes (France), pour m'avoir bien accueillie, pour la sympathie qu'ils m'ont témoigné durant ma recherche et qui m'ont permis de mener à bien ce travail.

Je remercie vivement tout le personnel des administrations que j'ai eu le plaisir de côtoyer durant cette thèse : le Laboratoire d'Etudes Maritimes (LEM) à Alger, le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) ; sans oublier le personnel des services de Post-graduation de la Faculté du Génie de la Construction, de la bibliothèque de Génie Civil, de la bibliothèque centrale, des salles machines et ainsi que tout le personnel du service d'hébergement de la résidence universitaire de M'Douha.

Je désire remercier également tous mes collègues et tous mes amis pour leur entente, leur entraide, leur compréhension, leur encouragement, leur patience et surtout leur prière, leur humour et les différents échanges instructifs et fructueux qui ont rendu cette expérience agréable à vivre.

Je remercie tous mes proches, toute personne qui a été bienveillante à mon égard, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réalisation de ce modeste travail, et qui de ce fait m'ont permis d'arriver jusque-là.

A vous tous merci.

Résumé

Les structures maritimes sont très vulnérables au risque sismique. Leur réponse est dictée par les mécanismes de déformation du sol environnant, du phénomène d'interaction sol-structure et de la conception de la structure. Ce qui a incité plusieurs chercheurs à réaliser des essais expérimentaux sur ce sujet, et notamment des analyses numériques pour essayer de se rapprocher du comportement réel du sol. Sachant que ce dernier, est un matériau complexe présentant un comportement non linéaire lorsqu'il est soumis à de très faibles niveaux de déformations, les mécaniciens du sol ont développé différents modèles de comportement du sol. Parmi ces modèles, on citera les plus importants et les plus utilisés dans les calculs géotechniques numériques que sont le modèle linéaire-élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb et les modèles élasto-plastiques dits avancés. Représenter le comportement du sol sous petites déformations par le modèle Mohr-Coulomb, donnera des résultats peu réalistes du comportement du sol. De ce fait, il devient judicieux d'adapter les modèles constitutifs de sol aux problèmes spécifiques. Par conséquent, une étude sur l'influence des modèles de comportement du sol sur le comportement sismique d'un quai sur pieux a été effectuée. Trois modèles de sol implémentés dans le code de calcul en éléments finis PLAXIS 2D ont été utilisés : le modèle Mohr-Coulomb, le modèle élasto-plastique avec écrouissage (modèle Hardening Soil) et le modèle Hardening Soil en tenant compte de la rigidité du sol sous petites déformations (modèle Hardening Soil Small-strain). Ce travail de thèse s'intéresse à l'étude du comportement sismique des quais sur pieux. Pour cela, une configuration typique de quai sur pieux, très utilisé dans le monde, a été prise des travaux en centrifugeuse réalisés au centre de la modélisation géotechnique de l'Université de Californie (UC Davis). Le quai est constitué d'une plateforme fondée sur un groupe de sept pieux verticaux et une paire de pieux inclinés, traversant une digue en enrochement. Les résultats obtenus ont été confrontés aux résultats existants dans la littérature. Par la suite, une étude de l'effet de la configuration de la digue en enrochement et de l'intensité du chargement sismique a également été effectuée, dans le but d'analyser leur impact sur les déformations et les déplacements que subit la digue en enrochement, ainsi que sur la réponse sismique du quai sur pieux.

Mots-clés : modèles de comportement du sol, quai sur pieux, digue en enrochement, séisme, méthode des éléments finis, PLAXIS.

Abstract

Maritime structures are very vulnerable to seismic risk. Their response is dictated by the deformation mechanisms of the surrounding soil, the phenomenon of soil-structure interaction and the design of the structure. This has prompted several researchers to carry out experimental tests on this subject, including numerical analyses to try to get closer to the real behavior of the soil. As soil is a complex material, with a non-linear behavior when subjected to very low levels of deformation, soil mechanics have developed different types of models for simulation of soil behavior. Among these models, we will cite the most important and the most used on numerical calculations in geotechnical engineering, which are the linear elastic perfectly-plastic Mohr-Coulomb model and the so-called advanced elasto-plastic models. A representation of the soil behavior at small-strains by using the Mohr-Coulomb model will give unrealistic results of the soil behavior. For this reason, it becomes judicious to adapt the soil constitutive models to the specific problems. Therefore, a study of the influence of soil constitutive models on the seismic behavior of a pile-supported wharf was carried out. Three soil models implemented in the finite element code PLAXIS 2D were used: the Mohr-Coulomb model, the elasto-plastic model with isotropic hardening (Hardening Soil model) and the Hardening Soil model with an extension to the small-strain stiffness (Hardening Soil Small-strain model). This thesis work focuses on the study of the seismic behavior of pile-supported wharves. For this purpose, a typical pile-supported wharf configuration, widely used throughout the world, was taken from the centrifuge works carried out at the Center for Geotechnical Modeling of California University (UC Davis). The wharf consists of a deck supported by seven rows of vertical piles including two pairs of batter piles, embedded in rock dike. The results obtained were compared with existing results in the literature. Subsequently, a study of the effect of the rock dike configuration and seismic intensity was also carried out, in order to analyze their impact on the deformation and displacement of the rock dike, as well as on the seismic response of the pile-supported wharf.

Keywords: soil constitutive models, pile-supported wharf, rock dike, earthquake, finite element method, PLAXIS.

Table des matières

Dédicaces	i
Remerciements	ii
Résumé	iv
Abstract	v
Table des matières	vi
Liste des tableaux	xi
Liste des figures	xii
Liste des notations et des abréviations	xix
Unités de mesure anglo-saxonnes.....	xxv
Introduction générale.....	1
➤ Objectifs de la recherche	2
➤ Organisation de la thèse.....	3
Partie 1. Etude bibliographique sur le comportement sismique des ouvrages portuaires de type : quai sur pieux.....	5
Chapitre 1. Comportement sismique des quais sur pieux	5
1.1. Introduction	5
1.2. Présentation des ouvrages portuaires	5
1.3. Brise-lames.....	6
1.3.1. Différents types de brise-lames	6
1.3.2. Modes de rupture des brise-lames	7
1.4. Classification des ouvrages d'accostage	8
1.5. Catégories de quai sur pieux	9
1.5.1. Quais fermés (type danois).....	9
1.5.2. Quais semi-ouverts	9
1.5.3. Quais ouverts (type hollandais)	9
1.5.4. Appontements.....	9
1.6. Observations post-sismiques des quais sur pieux	10
1.7. Analyse du comportement sismique des pieux	14
1.7.1. Modes de rupture des pieux dans les quais	14
1.7.2. Mécanismes de rupture d'un groupe de pieux dans les sols liquéfiables	16
1.7.3. Réponse sismique des pieux inclinés	20
1.7.4. Réponse sismique des pieux courts	23

1.7.5. Réponse sismique des pieux partiellement fichés	26
1.8. Séquence de déformation préférée des quais sur pieux.....	30
1.9. Conclusion.....	33
Chapitre 2. Analyse de l'interaction sol - structure	35
2.1. Introduction	35
2.2. Composantes de l'interaction sol-structure	35
2.2.1. Interaction cinématique	35
2.2.2. Interaction inertielle.....	36
2.3. Méthodes d'analyse de l'interaction dynamique sol-structure.....	37
2.3.1. Méthodes analytiques	37
2.3.1.1. Approches basées sur le principe de Winkler.....	37
2.3.1.2. Méthode du continuum élastique.....	39
2.3.2. Méthode globale (directe).....	39
2.3.3. Méthode des sous-structures.....	41
2.3.4. Méthodes hybrides.....	43
2.3.4.1. Définition de la méthode	43
2.3.4.2. Concept de macroélément.....	43
2.4. Analyse de l'interaction sol - structure dans les quais sur pieux par des moyens expérimentaux.....	44
2.4.1. Essais sur table vibrante	45
2.4.2. Essais en centrifugeuse.....	46
2.4.2.1. Essais réalisés à l'institut Tokyo Tech (Tokyo, Japon)	46
2.4.2.2. Essais réalisés à l'Université de Californie (Davis, Etats-Unis d'Amérique).....	47
2.4.2.3. Essais réalisés à l'institut KAIST (Corée du Sud).....	51
2.4.2.4. Essais réalisés à l'institut TIWTE (Tianjin, Chine).....	58
2.4.3. Essais en grandeur réelle	60
2.4.3.1. Travaux de Diaz et al. (1984)	60
2.4.3.2. Travaux de Chang et al. (2010a; b)	61
2.4.3.3. Travaux de Blandon (2007), Kawamata et al. (2008), Kawamata (2009), et Kawamata et Ashford (2010).....	62
2.5. Exemples de résultats issus d'analyses numériques de l'interaction sol – structure dans les quais sur pieux	65
2.5.1. Analyses numériques en 2D	65
2.5.1.1. Yang (1999).....	65
2.5.1.2. McCullough (2003)	67
2.5.1.3. Kawamata (2009) et Kawamata et Ashford (2010).....	70
2.5.1.4. Dickenson et al. (2014, 2016).....	71
2.5.1.5. Huertas et Romanel (2015).....	72

2.5.1.6. Li et al. (2015)	73
2.5.1.7. Soury et al. (2018, 2019a; b)	73
2.5.2. Analyses numériques en 3D	74
2.5.2.1. Donahue et al. (2004)	74
2.5.2.2. Rahimi et Bargi (2010)	74
2.5.2.3. Shi et al. (2016).....	75
2.5.2.4. Tran et al. (2017)	76
2.5.2.5. Su et al. (2017, 2021).....	77
2.5.2.6. Hajimollaali et al. (2020).....	78
2.5.3. Analyses numériques en 2D et 3D (hybrides).....	79
2.6. Conclusion.....	80
Partie 2. Analyse numérique du comportement sismique des quais sur pieux par la méthode des éléments finis	81
Chapitre 3. Influence des modèles de comportement du sol sur le comportement sismique des quais sur pieux.....	81
3.1. Introduction	81
3.2. Modélisation numérique du quai sur pieux	81
3.2.1. Géométrie du modèle	81
3.2.1.1. Modèle en centrifugeuse.....	81
3.2.1.2. Modèle numérique en éléments finis	83
3.2.2. Caractéristiques du sol.....	84
3.2.2.1. Modèle MC	85
3.2.2.2. Modèle HS	86
3.2.2.3. Modèle HSS.....	87
3.2.3. Propriétés des éléments de la structure du quai.....	88
3.2.4. Interfaces	90
3.3. Chargement sismique	90
3.4. Validation de l'analyse numérique.....	91
3.5. Résultats et discussions	94
3.5.1. Déplacement des pieux.....	94
3.5.1.1. Analyse du déplacement des pieux	96
3.5.1.2. Conclusion 1	97
3.5.2. Déplacements au sommet et au pied de la digue en enrochement	97
3.5.2.1. Au sommet de la digue en enrochement.....	99
3.5.2.2. Au pied de la digue en enrochement.....	99
3.5.2.3. Comparaison des déplacements au sommet et au pied de la digue en enrochement.....	100

3.5.2.4. Conclusion 2	101
3.6. Conclusion.....	101
Chapitre 4. Influence de la configuration de la digue en enrochement et de l'intensité du chargement sismique sur le comportement des quais sur pieux.....	102
4.1. Introduction	102
4.2. Présentation des différentes configurations de digue en enrochement étudiées	102
4.2.1. Géométries des modèles	102
4.2.2. Modèle de comportement du sol	104
4.2.3. Chargements sismiques	104
4.3. Résultats	105
4.3.1. Déformations du maillage autour des digues en enrochement	105
4.3.1.1. Conclusion 1	108
4.3.2. Déplacements totaux des digues.....	108
4.3.2.1. Sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.....	108
4.3.2.2. Sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.....	108
4.3.2.3. Comparaison	110
4.3.2.4. Conclusion 2	111
4.3.3. Déplacement total du pieu	111
4.3.3.1. Conclusion 3	113
4.3.4. Déplacement total maximal du pieu	113
4.3.4.1. Sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.....	113
4.3.4.2. Sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.....	114
4.3.4.3. Comparaison	115
4.3.4.4. Conclusion 4	116
4.3.5. Déplacements aux sommets des digues.....	116
4.3.5.1. Déplacement latéral U_x	116
4.3.5.2. Déplacement vertical U_y	120
4.3.5.3. Conclusion 5	124
4.3.6. Déplacements aux pieds des digues	124
4.3.6.1. Déplacement latéral U_x	124
4.3.6.2. Déplacement vertical U_y	127
4.3.6.3. Conclusion 6	131
4.4. Conclusion.....	132
Conclusion générale	134
Références bibliographiques	141

Annexe A. Caractéristiques du modèle en centrifugeuse « JCB01 ».....	167
Annexe B. Présentation de la modélisation en éléments finis et des modèles de comportement du sol utilisés (PLAXIS 2D)	176

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Valeurs de n_h (Das & Sivakugan 2018).....	24
Tableau 1.2. Classification du pieu (court ou long) selon le facteur de la rigidité relative sol-pieu (GEO 2006).	25
Tableau 3.1. Propriétés des sols utilisées pour le modèle MC (Boland et al. 2001a; McCullough 2003).....	85
Tableau 3.2. Propriétés des sols utilisées pour le modèle HS (hormis celles du modèle MC) (Deghoul et al. 2020).	87
Tableau 3.3. Paramètres d'entrée supplémentaires du modèle HSS (Deghoul et al. 2020).	88
Tableau 3.4. Propriétés des éléments structuraux prises dans la modélisation en éléments finis (Deghoul et al. 2020).....	89
Tableau 3.5. Déplacements horizontaux et verticaux en fonction du temps au sommet et au pied de la digue en enrochement (tableau adapté Deghoul et al. (2020))....	98
Tableau 4.1. Comparaison entre les déplacements latéraux (U_x) obtenus aux sommets des digues en enrochement.	118
Tableau 4.2. Comparaison entre les déplacements verticaux (U_y) obtenus aux sommets des digues en enrochement.	122
Tableau 4.3. Comparaison entre les déplacements latéraux (U_x) obtenus aux pieds des digues en enrochement.	126
Tableau 4.4. Comparaison entre les déplacements verticaux (U_y) obtenus aux pieds des digues en enrochement.	130

Liste des figures

Figure 1.1. Différents types de digue (CIRIA et al. 2007).....	6
Figure 1.2. Exemples de brise-lames sur pieux (figure adaptée de OCDI (2002)) : a) un seul écran, b) double écran.	7
Figure 1.3. Modes de rupture des brise-lames sous chargement sismique (PIANC 2001).....	8
Figure 1.4. Différentes catégories de quais sur pieux : a) quai fermé, b) quai semi-ouvert, c) quai ouvert, d) appontement.....	10
Figure 1.5. Seventh Street Terminal au port d’Oakland durant le séisme de Loma Prieta 1989 : a) coupe transversale du quai (de Boulanger et al. (2003) après permission de John Egan, Geomatrix), b) dommages à la connexion pieu - plateforme (Werner 1998), c) cisaillement des pieux inclinés (Boulanger et al. 2003).....	11
Figure 1.6. Déplacements de la digue en enrochement au quai de Takahama Wharf (Iai & Sugano 1999).....	12
Figure 1.7. Dommages causés au quai sur pieux de Takahama Wharf (port de Kobe, Japon) lors du séisme de Hyogoken-Nanbu 1995 : a) coupe transversale du quai (PIANC 2001), b) lors de l’extraction des pieux pour une inspection (Japan Association for Steel Pipe Piles (1995) citée dans Takahashi (2002)).	12
Figure 1.8. Quelques observations au Port-au-Prince lors du séisme de Haiti 2010 (Madabhushi et al. 2013): a) dommages subis par le quai, b) formation des rotules plastiques à la tête des pieux.	13
Figure 1.9. Quelques observations au Centre Port (Wellington, Nouvelle Zélande) lors du séisme de Kaikoura 2016 : a) cisaillement des pieux (Cubrinovski & Bray 2017), b) dommages subis par les pieux verticaux et les pieux inclinés, c) écoulement latéral du sol, d) déplacement vertical du sol. (Boyce et al. (2019) pour les figures b, c, et d).	14
Figure 1.10. Schéma illustrant les tassements et l’écoulement latéral du sol induit par la liquéfaction (Cubrinovski et al. 2020).....	14
Figure 1.11. Modes de rupture des quais sur pieux (figure adaptée de PIANC (2001)).....	15
Figure 1.12. Réaction des pieux durant et après le séisme dans les sols liquéfiables (Tokimatsu & Asaka 1998).	16
Figure 1.13. Déformation du groupe de pieux dans un sol horizontal (figure adaptée de Madabhushi et al. (2009)) : a) mécanisme à quatre rotules plastiques, b) mécanisme à trois rotules plastiques.	17

Figure 1.14. Rupture de groupe de pieux lors d'un écoulement latéral du sol (figure adaptée de Madabhushi et al. (2009)) : a) rupture des pieux ancrés dans un substratum rocheux, b) rupture par défaut de portance des pieux ancrés dans un sable dense ou une argile raide, c) perte de portance et plastification des pieux ancrés dans un sable dense ou une argile raide.	19
Figure 1.15. Rupture du groupe de pieux lors de l'essai en centrifugeuse (groupe G4) (Madabhushi 2012): a) vue d'en haut de l'essai (après chargement), b) vue de face (après l'extraction du quai).	19
Figure 1.16. Mécanismes de reprise des forces d'inertie d'une structure non élancée (Giannakou et al. 2010): a) sur des pieux verticaux, b) sur des pieux inclinés.....	21
Figure 1.17. Mécanismes de reprise des forces d'inertie d'une structure élancée (Giannakou et al. 2010): a) sur des pieux verticaux, b) sur des pieux inclinés.	22
Figure 1.18. Phénomène pole vaulting (Harn 2004a).	22
Figure 1.19. Module de réaction du sol (Davisson (1970) cité dans Ebeling et al. (2012)) : a) constant, b) varie avec la profondeur du sol.....	24
Figure 1.20. Dommages localisés dans les pieux courts (Mondal & Rai 2008).	25
Figure 1.21. Forces axiales dans les pieux lors du déplacement maximal de la plateforme (figure adaptée de Su et al. (2017)) : a) avant le chargement sismique (le pieu E2 est court), b) après le chargement sismique (le pieu E2 est court), c) après le chargement sismique (le pieu E2 est long).	26
Figure 1.22. Pieu partiellement fiché dans le sol : a) représentation réelle du pieu, b) représentation du concept cantilever équivalent.	27
Figure 1.23. Représentation du système pieux-plateforme (PIANC 2001): a) section transversale du quai sur pieux, b) quai reposant sur une fondation de Winkler, c) quai avec une longueur équivalente.	28
Figure 1.24. Schématisation des pieux partiellement fichés dans le sol (Mondal & Rai 2008) : a) sol horizontal, b) sol en pente.	29
Figure 1.25. Séquence préférée pour atteindre les états ultimes pour un quai sur pieux (figure adaptée de PIANC (2001)).	30
Figure 1.26. Analyse sismique d'un quai sur pieux par la méthode Pushover (figure adaptée de PIANC (2001)) : a) représentation du quai sur pieux, b) courbe charge-déplacement, c) variation du moment fléchissant des pieux (états 1, 2 et 3).	31
Figure 1.27. Configurations de quai étudiées par Memari et al. (2011) : a) type 1, b) type 2, c) type 3.	32
Figure 1.28. a) Schéma adopté par Razavi et al. (2007), b) schéma adopté par Memari et al. (2011). Figure adaptée de Memari et al. (2011).	33
Figure 2.1. Schématisation du problème de l'interaction sol-structure (figure adaptée de Gazetas et Mylonakis (1998)) : a) interaction cinématique sol-pieux, b) interaction inertielle sol-pieux-structure.	36

Figure 2.2. a) Représentation du modèle de Winkler, b) courbe de réaction ($p - y$), c) modèle dynamique de Winkler. Figure adaptée de Gazetas et Mylonakis (1998).	38
Figure 2.3. Concept du macroélément pour les fondations profondes (figure adaptée de Pérez-Herreros et al. (2018)).	43
Figure 2.4. a) Essai sur table vibrante 1 g, b) déformations du quai et représentation des moments fléchissants des pieux. Figure adaptée de Iai et Sugan (1999).	45
Figure 2.5. a) Modèle du quai de Takahama Wharf en centrifugeuse (Takahashi & Takemura 2005), b) déplacements latéraux permanents du sol (digue et sable) et du quai lors des essais PW2, PW4 et PW7 (figure adaptée de Takahashi (2002)).	46
Figure 2.6. Coupe transversale des modèles en centrifugeuse réalisés à l'Université de Californie, Davis (UCD) (Amirabadi et al. 2014).	48
Figure 2.7. Observations après le chargement sismique (figure adaptée de McCullough (2003)) : a) fissures dans le sol et décollement entre les pieux et le sol (modèle NJM02), b) tassement du sol dû à la liquéfaction (modèle SMS01).....	48
Figure 2.8. Relation entre le déplacement latéral permanent du quai et l'accélération maximale du sol durant le séisme de Loma Prieta en 1989 (figure adaptée de McCullough et al. (2001)).	49
Figure 2.9. Force latérale maximale dans les pieux (Schlechter et al. 2004).	50
Figure 2.10. Quelques résultats obtenus de l'essai en centrifugeuse du modèle NJM01 sous le séisme de Loma Prieta mis à l'échelle de 0,15 g (Souri et al. 2018).	51
Figure 2.11. Essais en centrifugeuse (figure adaptée de Nguyen et al. (2018)) : a) représentation des modèles : (1) modèle 1, (2) modèles 2 et 3, b) résistance latérale maximale du modèle 3 : (1) pieu 1 (côté mer), (2) pieu 2, (3) pieu 3.	52
Figure 2.12. Boucles $p - y_p$ pour les trois modèles à la profondeur $1,5D$ (figure adaptée de Nguyen et al. (2018)) : a) modèle 1 (accélération à la base = 0,25 g), b) modèle 2 (accélération à la base = 0,24 g), c) modèle 3 (accélération à la base = 0,28 g).	53
Figure 2.13. Essai en centrifugeuse dynamique (figure adaptée de Yun et al. (2019a)) : a) modèle GR50 (Gyeongju wave, Rubble mound model), b) modèle GS50 (Gyeongju wave, Soil model), c) taille des enrochements.	54
Figure 2.14. Section transversale des modèles réduits en centrifugeuse (figure adaptée de Yun et Han (2020)) : a) modèle HA45, b) modèle HAI55, c) modèle IA62, d) modèle IAI58.	55
Figure 2.15. Essai en centrifugeuse (figure adaptée de Tran et al. (2020)) : a) modèle 1 (pieu isolé et groupe de pieux 2x2), b) modèle 2 (groupe de pieux 3x3), c) paramètres pour déterminer la différence de phase de déplacement, d) différence de phase de déplacement entre la plateforme et le chargement sismique lors de différentes amplitudes (0,10 g ; 0,15 g et 0,3 g).	56

Figure 2.16. Comparaison entre les courbes $p - y$ issues des résultats de la centrifugeuse et les courbes $p - y$ existantes dans la littérature, pour le modèle HA45 à $1,5D$ (Yun & Han 2021).....	58
Figure 2.17. a) Coupe transversale de la centrifugeuse (Yan et al. 2020), b) déplacement latéral cyclique appliqué au quai (Yan et al. 2021), c) boucles chargement latéral-déplacement lors des séquences 1 à 4 (Yan et al. 2021).	59
Figure 2.18. Déformations observées après le chargement (Yan et al. 2021) : a) renversement du quai, b) fissures dans le sol et décollement entre le pieu et le sol.	60
Figure 2.19. Coupe transversale de l'essai en grandeur réelle d'un pieu dans les enrochements (figure adaptée de Diaz et al. (1984)).....	61
Figure 2.20. Essais in situ à grande échelle (Chang et al. 2010b) : a) coupe transversale du dispositif de l'essai, b) évolution des courbes dynamiques $p - y$ du pieu « A » en fonction de r_u à la profondeur 1,5 m.	62
Figure 2.21. Dispositif d'essai en vraie grandeur des couples de pieux (figure adaptée de Kawamata et Ashford (2010)).	63
Figure 2.22. Observations recueillies durant et après le chargement sur l'ensemble de la série d'essais (Kawamata & Ashford 2010).	64
Figure 2.23. Interaction sol-pieu d'après Kawamata (2009) (figure adaptée de Kawamata (2009)) : a) concept, b) résultats.....	65
Figure 2.24. Résultats de la modélisation numérique (figure adaptée de Yang (1999)) : a) déplacement latéral et tassement en fonction du temps calculés au sommet de la digue en enrochement, b) déformation du maillage (agrandi de 3 fois).....	66
Figure 2.25. Comparaison entre les résultats de la centrifugeuse et ceux de la modélisation numérique avec le code FLAC : a) et b) respectivement le moment fléchissant et le déplacement pour un pieu isolé (figure adaptée de McCullough et Dickenson (2004)), c) moments résiduels pour les pieux 2 et 5 du modèle SMS01 (figure adaptée de Dickenson et McCullough (2005)).	69
Figure 2.26. Comparaison entre les courbes charge-déplacement obtenues numériquement et expérimentalement (figure adaptée de Kawamata et Ashford (2010)).	70
Figure 2.27. a) Endroits où r_u est calculé, b) variation des surpressions interstitielles en fonction du temps à l'endroit $r_u 1$, c) déplacement horizontal du sol autour de la position du pieu (côté terre). Figure adaptée de Huertas et Romanel (2015). ...	72
Figure 2.28. Moments fléchissants des pieux du modèle NJM01 obtenus expérimentalement au temps critique (21,6s) et ceux calculés numériquement avec LPILE (à l'échelle du prototype) (figure adaptée de Sourì et al. (2018)).	73
Figure 2.29. a) Coupe transversale du quai et la position du point A, b) déplacement vertical du point A en fonction du temps. (Shi et al. 2016).	75
Figure 2.30. a) Génération des surpressions interstitielles à différentes profondeurs derrière les caissons, b) déplacement latéral du mur de soutènement. (Tran et al. 2017).	76

Figure 2.31. a) Profils du déplacement latéral des pieux lors du déplacement maximal de la plateforme et à la fin du chargement sismique, b) courbes « contrainte de cisaillement-déformation de cisaillement » à la position P du terre-plein (pas loin derrière le quai). Figure adaptée de Su et al. (2017).	77
Figure 2.32. Relation entre le facteur de sécurité pseudo-statique et le déplacement des pieux lors d'un séisme (Hajimollaali et al. 2020).	78
Figure 2.33. a) Dimensions du quai sur pieux, b) répartition des déformations permanentes le long des pieux (à $t = 0,24s$). (Takahashi 2002).	79
Figure 3.1. Modèle en centrifugeuse JCB01 (McCullough 2003) : a) vue en plan, b) vue de profil.	82
Figure 3.2. Géométrie du quai dans le modèle en éléments finis : a) vue globale du modèle, b) vue partielle du modèle (autour du quai).	83
Figure 3.3. Modèle en déformations planes de la plateforme du quai supportée par trois rangées de sept pieux verticaux.	88
Figure 3.4. Accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989.	90
Figure 3.5. Déplacement total autour de la digue (figure adaptée Deghoul et al. (2020)) : a) modèle MC, b) modèle HS, c) modèle HSS.	92
Figure 3.6. Déplacement aux nœuds du quai sur pieux (en m) d'après Heidary-Torkamani et al. (2014b).	93
Figure 3.7. Contours de la pression interstitielle de la modélisation en éléments finis (Deghoul et al. 2020).	93
Figure 3.8. Contours de la pression interstitielle (en Pa) (Heidary-Torkamani et al. 2014b).	94
Figure 3.9. Déplacement total de chaque pieu du quai (figure adaptée Deghoul et al. (2020)).	95
Figure 3.10. Déplacement total maximal de chaque pieu du quai avec les trois modèles de comportement du sol (Deghoul 2021).	97
Figure 3.11. Déplacement au sommet de la digue en enrochement pour les trois modèles de comportement du sol : a) latéral, b) vertical.	99
Figure 3.12. Déplacement au pied de la digue en enrochement pour les trois modèles de comportement du sol : a) latéral, b) vertical.	100
Figure 4.1. Quai sur pieux traversant une digue en enrochement de configuration cut-slope.	103
Figure 4.2. Quai sur pieux traversant une digue en enrochement de configuration multi-lift.	103
Figure 4.3. Quai sur pieux traversant une digue en enrochement de configuration single-lift.	104
Figure 4.4. Accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989 mis à l'échelle d'une accélération maximale du sol de 0,15 g.	104
Figure 4.5. Accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989 mis à l'échelle d'une accélération maximale du sol de 0,3 g.	105

Figure 4.6. Déformations du maillage sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g (multiplier par 10) : a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift.....	106
Figure 4.7. Déformations du maillage sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g (multiplier par 10) : a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift.	107
Figure 4.8. Déplacements totaux autour des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g : a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift.....	109
Figure 4.9. Déplacements totaux autour des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g : a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift.....	110
Figure 4.10. Déplacement total de chaque pieu du quai pour les trois configurations de digue en enrochement sous deux accélérations sismiques d'un PGA de 0,15 g et 0,3 g.	112
Figure 4.11. Déplacement total maximal de chaque pieu du quai pour les trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g (figure adaptée de Deghoul (2021)).....	114
Figure 4.12. Déplacement total maximal de chaque pieu du quai pour les trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.	115
Figure 4.13. Déplacements latéraux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g (figure adaptée de Deghoul (2021)).....	117
Figure 4.14. Déplacements latéraux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.	117
Figure 4.15. Déplacements latéraux aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g : a) maximal, b) permanent.....	118
Figure 4.16. Comparaison des déplacements latéraux (U_x) aux sommets des digues sous un PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous un PGA de 0,15 g.	119
Figure 4.17. Déplacements verticaux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g (figure adaptée de Deghoul (2021)).....	120
Figure 4.18. Déplacements verticaux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.	121
Figure 4.19. Déplacements verticaux aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g : a) maximal, b) permanent.....	122

Figure 4.20. Comparaison des déplacements verticaux (U_y) aux sommets des digues en enrochement sous un PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous un PGA de 0,15 g.	123
Figure 4.21. Déplacements latéraux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.	125
Figure 4.22. Déplacements latéraux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.	125
Figure 4.23. Déplacements latéraux aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g : a) maximal, b) permanent.	126
Figure 4.24. Comparaison des déplacements latéraux (U_x) aux pieds des digues en enrochement sous un PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous un PGA de 0,15 g.	127
Figure 4.25. Déplacements verticaux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.	128
Figure 4.26. Déplacements verticaux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.	128
Figure 4.27. Déplacements verticaux aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g : a) maximal, b) permanent.	129
Figure 4.28. Comparaison des déplacements verticaux (U_y) aux pieds des digues en enrochement sous un PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous un PGA de 0,15 g.	130

Liste des notations et des abréviations

Notations

Lettres majuscules

A	Section
A_p	Section d'un pieu
$A_{p_{sp}}$	Section des pieux en déformations planes
B	Longueur de la géométrie du modèle numérique
$[C]$	Matrice de l'amortissement
C_1, C_2	Coefficients de relaxation
D	Diamètre du pieu
D	Fiche du pieu
E	Module de Young
E_{MC}	Module de Young pour le modèle Mohr-Coulomb
E_{oed}^{ref}	Module de rigidité tangent du chargement œdométrique primaire pour une pression de référence p^{ref}
E_p	Module d'élasticité du pieu
E_s	Module de réaction du sol
E_{ur}^{ref}	Module de rigidité en déchargement-rechargement pour une pression de référence p^{ref}
E_{50}^{ref}	Module de rigidité sécant de l'essai triaxial drainé standard pour une pression de référence p^{ref}
$E A$	Rigidité normale
$E A_p$	Rigidité normale d'un pieu
$E A_{p_{sp}}$	Rigidité normale des pieux en déformations planes
$E I$	Rigidité de flexion
$E I_p, E_p I_p$	Rigidité de flexion d'un pieu
$E I_{p_{sp}}$	Rigidité de flexion des pieux en déformations planes
F	Effort latéral
FS	Coefficient de sécurité
F_1, F_2, F_3	Efforts latéraux tels que : $F_1 < F_2 < F_3$
G_s	Module de cisaillement sécant
G_0	Module de cisaillement initial sous petites déformations

G_0^{ref}	Module de cisaillement initial sous petites déformations pour une pression de référence p^{ref}
H	Hauteur de la géométrie du modèle numérique
H_s	Hauteur de la pente
I	Moment d'inertie
I_p	Moment d'inertie d'un pieu
I_{psp}	Moment d'inertie des pieux en déformations planes
IP	Indice de plasticité
$[K]$	Matrice de la rigidité
$[K^*]$	Matrice d'impédance
K_0^{nc}	Valeur de K_0 pour un sol normalement consolidé
L	Longueur du pieu fichée dans le sol
L_e	Longueur équivalente du pieu
L_f	Longueur équivalente de la fiche
L_r	Espacement entre pieux dans la direction z
L_u	Longueur de la partie libre du pieu
$[M]$	Matrice de la masse
N	Nombre de coups du pénétromètre standard « SPT » (<i>Standard Penetration Test</i>)
$(N_1)_{60}$	Nombre de coups (SPT) corrigé
P	Chargement horizontal
R	Facteur de la rigidité relative sol-pieu lorsque le module de réaction du sol est constant
R_f	Rapport de rupture
R_{int}	Facteur de la réduction des efforts à l'interface (<i>strength reducing factor</i>)
T	Facteur de la rigidité relative sol-pieu lorsque le module de réaction du sol varie avec la profondeur du sol
T	Période du chargement sismique
U	Déplacements
$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$	Vecteurs (globaux) respectivement des déplacements, des vitesses et des accélérations
$\{\ddot{U}_g\}$	Accélération sismique
U_x	Déplacement latéral du sol
U_y	Déplacement vertical du sol
V_s	Vitesse de l'onde S

Lettres minuscules

b	Largeur du poteau
c	Cohésion
c_i	Cohésion de l'élément d'interface
c_{soil}	Cohésion du sol environnant (sol associé)
c^*	Pseudo-cohésion
d	Épaisseur équivalente du pieu
d_1, d_2, d_3	Déplacement latéral du pieu respectivement sous l'effort F_1, F_2 et F_3
h ou h_s	Hauteur du remblai de sable liquéfiable
h	Distance du point d'application du chargement latéral cyclique (entre la tête du pieu et la surface du sol)
k_s	Coefficient de réaction du sol
l	Longueur du poteau
m	Facteur permettant de relier les contraintes et les déformations selon une loi de puissance
m	Nombre de pas additionnels (<i>Additional steps</i>)
m_p	Facteur multiplicateur (<i>p-multiplicier</i>)
n	Facteur d'échelle
n	Nombre des sous-pas dynamiques (<i>Dynamic sub steps</i>)
n_h	Constante de réaction du sol
$n_{p-row i}$	Nombre de pieux dans une rangée « i » dans le sens z
p	Réaction latérale du sol
p^{ref}	Pression de référence
p_2	Réaction ultime
$p - y$ ou $p - y_p$	Courbes de réaction
r_u	Rapport des surpressions interstitielles (<i>excess pore pressure ratio</i>)
t	Temps
t_I	Temps qui correspond au déplacement maximal du chargement sismique
t_R	Temps qui correspond à la réponse maximale du modèle
u	Pression interstitielle
u_x	Déplacement horizontal des limites géométrique et du déplacement imposé dans le PLAXIS 2D
u_y	Déplacement vertical des limites géométrique et du déplacement imposé dans le PLAXIS 2D
w	Poids
w_p	Poids d'un pieu

w_{psp}	Poids des pieux en déformations planes
y	Déflexion du pieu
y	Amplitude du déplacement latéral appliqué
y_2	Déplacement lorsque la réaction ultime p_2 est atteinte

Lettres grecques

α	Paramètre utilisé dans l'intégration numérique
α_N	Coefficient de Newmark
β	Paramètre utilisé pour calculer la longueur équivalente de la fiche d'un pieu
β_N	Coefficient de Newmark
$\gamma_{0,7}$	Déformation de cisaillement pour laquelle le module de cisaillement sécant (G_s) est réduit à 70% du module de cisaillement initial (G_0)
δ	Déplacement maximal du groupe de pieux
dt	Le pas de temps (<i>time step</i>)
Δu	Surpression interstitielle
ν	Coefficient de Poisson
ξ	Coefficient d'amortissement
π	Pi (constante d'Archimède), $\pi \approx 3,14$
σ'_m	Contrainte effective moyenne
φ	Angle de frottement interne
φ'	Angle de frottement interne effectif
φ_i	Angle de frottement de l'élément d'interface
φ'_{eq}	Angle de frottement équivalent
φ_{soil}	Angle de frottement du sol environnant (sol associé)
ψ	Angle de dilatance
ψ	Différence entre phase de déplacement (<i>displacement phase difference</i>)
ω	Pulsation propre
ω	Fréquence du séisme

Abréviations

2D	Deux dimensions
3D	Trois dimensions
AFNOR	Association Française de Normalisation

AFPS	Association Française du Génie Parasismique
API	American Petroleum Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASCO-TP	ASsociation pour la CONnaissance des Travaux Publics
BNWF	Beam on Nonlinear Winkler Foundation
CEN	Comité Européen de Normalisation
CETMEF	Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales
CGS	Centre de recherche appliquée en Génie-parasismique
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
CUR	Centre for Civil Engineering
GEER	Geotechnical Extreme Events Reconnaissance
GEO	Geotechnical Engineering Office
GR50	G: Gyeongju wave. R: Rubble mound model. 50: Relative density of sand is 50%
GS50	G: Gyeongju wave. S: Soil model. 50: Relative density of sand is 50%
HA45	H: Horizontal ground. A: Vertical pile-supported wharf structure. 45: Relative density of sand is 45%
HAI55	H: Horizontal ground. AI: Vertical and batter pile-supported wharf structure. 55: Relative density of sand is 55%
HS	Modèle Hardening Soil
HSS	Modèle Hardening Soil Small-strain
IA40, IA62, IA84	I: Inclined ground. A: Vertical pile-supported wharf structure. 40; 62 and 84: Relative density of sand is 40%, 62% and 84%, respectively
IAI58	I: Inclined ground. AI: Vertical and batter pile-supported wharf structure. 58: Relative density of sand is 58%
IP	Indice de plasticité
IDSPS	Interaction Dynamique Sol-Pieux-Superstructure
ISS	Interaction Sol-Structure
JASPP	Japan Association for Steel Pipe Piles
KAIST	Korea Advanced Institute of Science and Technology
MC	Modèle Mohr-Coulomb
MCIF	Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations
METLE	Ministère de l'Équipement, du Transport de la Logistique et de l'Eau (Royaume du Maroc)

MOT	Ministry of Transport (Japan)
OCDI	Overseas Coastal Area Development Institute of Japan
PGA	Peak Ground Acceleration
PIANC	Permanent International Association for Navigation Congresses
POLA	Port of Los Angeles
POOAK	Port of Oakland
<i>psp</i>	plane strain piles
RPA	Règles Parasismiques Algériennes
SCG	Société Canadienne de Géotechnique
SG	Strain gauge
SPT	Standard Penetration Test
TIWTE	Tianjin Research Institute for Water Transport Engineering
UCD ou UC Davis	University of California, Davis
UCSD	University of California, San Diego
USA	United States of America

Unités de mesure anglo-saxonnes

Unité anglo-saxonne	Symbole	Grandeur	Conversion au système international (SI)
inche (pouce)	in	Longueur	1 in = 0,0254 m
foot (pied)	ft	Longueur	1 ft = 0,3048 m
kilopound	kips	Force	1 kips = 4,448 kN
kilopound per linear inche	kips/in	Force par unité de longueur	1 kips/in = 175,127 kN/m
pound per square foot	psf	Pression	1 psf = 0,04788 kN/m ²
gal	Gal	Accélération	1 Gal = 0,01 m/s ² = 0,001 g

Introduction générale

Les ports maritimes jouent un rôle considérable dans le développement d'un pays, assurant d'importants échanges de marchandises et de personnes.

En Algérie, la majeure partie des ports sont des ports de pêche de faible envergure (Marsa Ben M'Hidi, Béni Saf, Bouharoun, Azeffoun, Collo, El-Kala, etc.). Le pays possède également une dizaine de ports de commerce de moyenne importance (Oran, Alger, Bejaia, Jijel, Annaba, etc.) et des ports spécialisés en hydrocarbures (Arzew, Béjaia et Skikda).

La plupart de ces ports sont constitués de quais gravitaires et ils sont amenés à se développer dans le futur, et en construire de nouveaux de rang mondial.

Tous les ports algériens sont situés sur le littoral, long de plus de 1200 km, au nord du pays, et où l'activité sismique est très forte. Ceci pousse les chercheurs et les ingénieurs à prendre en considération cet aléa dans l'étude des infrastructures maritimes (construction et réhabilitation).

Ce travail de thèse s'intéresse à l'étude du comportement sismique des quais sur pieux. Ce type de structure est très répandu dans le monde. Il est constitué d'une plateforme fondée sur un groupe de pieux verticaux et parfois même avec des pieux inclinés. Pour retenir les terres à l'arrière du quai, un remblai en enrochement ou tout simplement une digue en enrochement peut être utilisée. Dans ce cas précis, trois configurations de digue peuvent se distinguer. La première configuration est formée d'une seule digue en enrochement généralement de section triangulaire ou trapézoïdale, appelée en anglais « *single-lift* ». La seconde configuration se compose de deux ou de multiples digues placées l'une au dessus de l'autre, appelée « *multi-lift* ». La dernière configuration est constituée d'une couche d'enrochement surmontant un sol en pente (un talus), appelée « *cut-slope* » ou « *sliver* ».

Lorsque l'utilisation des enrochements n'est pas économique, il est fréquent d'ajouter une structure de soutènement de type gravitaire ou en rideau de palplanches pour remplacer une partie de la digue.

➤ **Objectifs de la recherche**

La modélisation numérique est un moyen très utilisé pour déterminer la réponse sismique des quais sur pieux. Leur réponse dépend de leur conception, de l'interaction sol-pieux-plateforme et du mécanisme de déformation du sol. Concernant ce dernier, les mécaniciens du sol ont développé différents modèles de comportement du sol pour essayer de se rapprocher de son comportement réel.

Plusieurs travaux ont été menés pour déterminer l'influence des modèles de comportement du sol sur les résultats de la modélisation numérique. Ces travaux ont touché à divers cas d'étude : excavations, tunnels, murs de soutènement, fondations profondes de bâtiments, etc. (Hejazi et al. 2008; Truty 2008; Benz et al. 2009; Mašin 2009; Obrzud 2011; Besseling 2012; Vakili et al. 2014; Op de Kelder 2015; Akbari Hamed 2017; Szerző & Batali 2017; Hasanpouri Notash et al. 2018; Jaber et al. 2018; Awwad & Al Kodsai 2019; Yeganeh & Fatahi 2019). Cependant, peu de recherches ont été réalisées sur les quais sur pieux. On peut citer Deghoul et al. (2017), Deghoul et Gabi (2018) et Zidane (2020).

Devant ce manque, il a été nécessaire de fixer l'objectif de cette étude, dans un premier temps, à l'analyse de l'influence des modèles de comportement du sol sur la réponse sismique d'un quai sur pieux (verticaux et inclinés) en présence d'une digue en enrochement, par la méthode des éléments finis du code de calcul PLAXIS 2D.

Sachant que les quais sur pieux sont très peu instrumentés lors du séisme, et devant le manque de données, notamment pour les quais algériens, le choix du cas d'étude s'est porté sur une configuration typique d'un quai sur pieux traversant une digue en enrochement. Cette configuration est très utilisée dans le monde, elle est prise des travaux en centrifugeuse de McCullough (2003) et Boland et al. (2001a), réalisés au centre de la modélisation géotechnique de l'Université de Californie (UC Davis).

Sous des sollicitations sismiques, les digues en enrochement peuvent subir des déplacements qui engendrent des déformations dans les pieux. Plusieurs travaux de recherche menés sur le comportement sismique des pieux ont montré que ce comportement est régi par des mécanismes complexes d'interaction sol-pieux (McCullough 2003; Kawamata & Ashford 2010; Tran et al. 2017; Soury et al. 2019a; Vytiniotisa et al. 2019; Yun et al. 2019a; etc.). Par conséquent, la suite de cette étude est portée sur l'influence de la configuration de la digue en enrochement et de l'intensité du chargement sismique sur la réponse du sol autour de la digue et sur le comportement du quai sur pieux.

Une comparaison des résultats obtenus a été effectuée dans le but de déterminer la configuration de digue en enrochement la plus avantageuse qui permet le moins de déformations à la structure du quai sur pieux. Cela pourrait être une solution de substitution aux quais gravitaires fréquemment utilisés en Algérie et qui offrirait par la même occasion une économie de matériaux et un gain de l'espace occupé sur le bassin.

➤ **Organisation de la thèse**

Cette étude est constituée de quatre chapitres regroupés en deux parties. Elle se présente comme suit :

La première partie présente une étude bibliographique sur le comportement sismique des ouvrages portuaires de type : quai sur pieux. Elle est composée de deux chapitres distincts :

- **Le premier chapitre** présente brièvement les ouvrages portuaires, en portant un intérêt particulier aux quais fondés sur des pieux. Les dommages que ces quais ont subis et les déformations du sol durant les séismes passés sont décrits. Le comportement sismique des pieux est également analysé, en prenant en considération une structure de type quai, et en considérant notamment d'autres cas fréquemment rencontrés dans les ouvrages portuaires, comme le cas de sol liquéfiable, de sol en pente, l'utilisation de pieux inclinés, etc.
- **Le second chapitre** s'articule autour de trois points intéressants. Dans le premier point, le phénomène d'interaction sol-structure et les différentes méthodes pour l'analyser sont présentés. Concernant le deuxième point, les travaux expérimentaux existants dans la littérature qui traitent l'interaction sol-structure dans les quais sur pieux sont exposés. Quant au dernier point, il présente quelques résultats d'analyses numériques sur le comportement sismique des quais fondés sur pieux. Ces analyses sont effectuées en deux dimensions (2D), en trois dimensions (3D) ou simultanément en deux et trois dimensions (hybride « 2D et 3D »).

La deuxième partie concerne l'analyse numérique du comportement sismique des quais sur pieux par la méthode des éléments finis. Elle est constituée de deux chapitres :

- Dans **le troisième chapitre**, une analyse numérique est effectuée avec trois modèles de comportement du sol, dans le but d'évaluer leur impact sur la réponse sismique d'un quai sur pieux de conception typique très utilisée dans le monde. Ces modèles sont : le modèle linéaire élastique-parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (MC), le modèle élasto-plastique avec écrouissage (HS) créé par Schanz et al. (1999) et le

modèle Hardening Soil qui tient compte de la raideur du sol sous petites déformations (HSS) développé par Benz (2007). Les résultats obtenus ont été analysés et confrontés aux résultats existants dans la littérature.

- **Le dernier chapitre** met l'accent sur deux points importants : Le premier est l'étude de l'effet de la configuration de la digue en enrochement sur la réponse sismique du quai sur pieux. Alors, trois configurations de digue sont analysées, à savoir : single-lift, multi-lift et cut-slope. Le second point est consacré à l'analyse de l'effet de l'intensité du chargement sismique sur la réponse du quai et sur le sol autour de ces trois digues. Cette analyse est effectuée avec le séisme de Loma Prieta 1989 enregistré à la station Oakland Outer Harbor, mis à l'échelle d'un PGA de 0,15 g et un PGA de 0,3 g.

A la fin de cette thèse, une conclusion générale est présentée. Elle résume les principaux résultats obtenus et permet de dresser les perspectives à considérer dans des travaux futurs.

***Partie 1. Etude bibliographique sur le comportement
sismique des ouvrages portuaires de type :
quai sur pieux***

Chapitre 1. Comportement sismique des quais sur pieux

1.1. Introduction

Les séismes passés, comme le séisme de Loma Prieta 1989 et le séisme de Hyogoken-Nanbu 1995, ont occasionné des dégâts structurels et matériels importants qui ont engendré la paralysie des ports, et par conséquent l'aboutissement à des pertes économiques sévères et à des difficultés à acheminer de l'aide humanitaire aux sinistrés (PIANC 2001).

Sachant que le port maritime est une puissance économique et possède une importance vitale pour la survie d'une nation : il doit être opérationnel à tout moment. Il devient ainsi plus que nécessaire de s'intéresser au comportement sismique des ouvrages composant le port.

Les quais sur pieux sont des ouvrages d'accostage très répandus dans les grands ports de rang mondial. Ils sont très utilisés lorsque le bon sol se trouve en profondeur. Ils offrent un grand espace dans le bassin et une bonne stabilité lors de l'augmentation du tirant d'eau. Dans la plupart du temps, les quais sur pieux traversent un talus en enrochement qui permet de soutenir le remblai derrière le quai.

Dans ce chapitre, une brève description des ouvrages portuaires est donnée, en portant un intérêt particulier à présenter les quais sur pieux, les dommages qu'ils ont subis durant les séismes passés et le comportement sismique des pieux.

1.2. Présentation des ouvrages portuaires

D'une manière générale, un port maritime est un endroit géographique qui permet d'accueillir des navires de mer par lequel transitent des marchandises et/ou des passagers. D'après Scherrer (2011), il est considéré comme un maillon de la chaîne de transport qui assure le passage d'un mode de transport maritime à un mode de transport terrestre, voire un autre mode maritime via le transbordement entre lignes.

Un port maritime est composé de divers types d'ouvrages, classés comme suit :

- **Ouvrages de protection et d'accès** : Ce sont *les brise-lames*, dont le but est de protéger le port contre la houle et l'érosion.
- **Plans d'eau** : Ils servent au stationnement des navires. Deux types se distinguent : les *bassins de marée* dont le niveau d'eau suit celui de la marée ; et *les bassins à flot* où le niveau d'eau est maintenu constant, proche de celui de la pleine mer.
- **Ouvrages d'accostage** : Ils permettent l'accostage et l'amarrage des navires.

- **Aires de stockage des marchandises** : Elles sont couvertes ou non. Les postes sont desservis par des voies ferrées et des chaussées.
- **Ouvrages pour la construction, la réparation et l'entretien des navires.**
- **Plans d'eau et ouvrages d'accostage réservés aux navires désarmés ou en attente d'un poste d'opération** : Ce sont en général des ouvrages anciens (simples ducs d'Albe ou coffres d'amarrage).

1.3. Brise-lames

1.3.1. Différents types de brise-lames

Massie (1976) et CIRIA et al. (2007) ont présenté les différents types de brise-lames. Les plus fréquemment utilisés sont présentés sur la Figure 1.1.

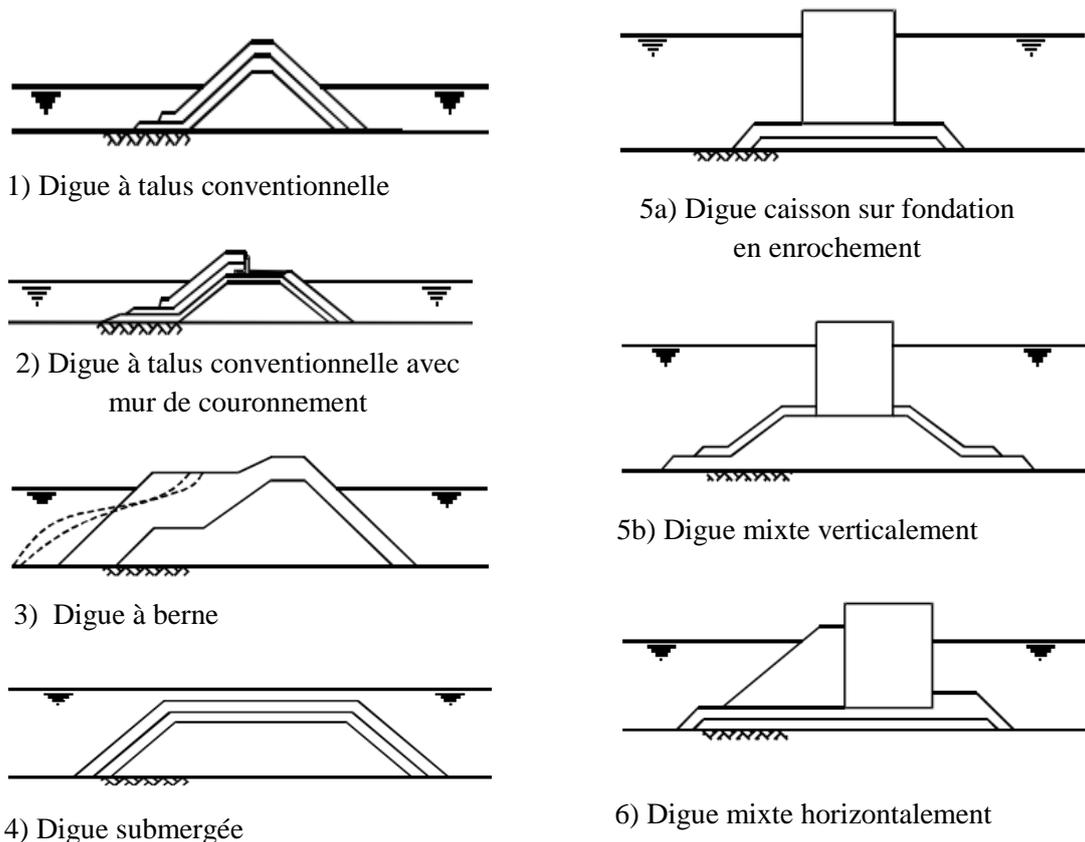


Figure 1.1. Différents types de digue (CIRIA et al. 2007).

Actuellement d'autres types de digue ont vu le jour comme *les digues gravitaires constituées de bloc de béton possédant des ouvertures* qui permettent la dissipation de l'énergie de la houle (vue dans des ports ukrainiens sur la mer noire (Gabi et al. 2013)). Des

digues non gravitaires font aussi leurs apparitions comme : *les digues flottantes* (vue à Monaco (Montagnon 2002)) et *les digues verticales avec écran et fondations sur pieux*. Ces dernières digues occupent moins d'emprise et offrent l'avantage d'être accostables. Elles sont employées dans le cas de conditions géotechniques très difficiles, particulièrement dans les eaux de grande profondeur où les structures gravitaires, digues à talus et caissons, ne pourraient pas respecter les contraintes géotechniques ou bien qu'elles soient trop chères en matériaux (METLE 2016). Plusieurs types de ces structures sont utilisés avec des pieux verticaux et/ou des pieux inclinés, avec un seul écran formant ainsi un seul mur-rideau, ou à double écran (OCDI 2002). Quelques-uns de ces types sont présentés sur la Figure 1.2.

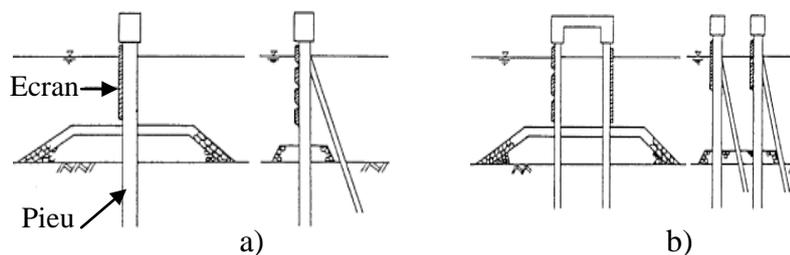


Figure 1.2. Exemples de brise-lames sur pieux (figure adaptée de OCDI (2002)) : a) un seul écran, b) double écran.

1.3.2. Modes de rupture des brise-lames

PIANC (2001) présente trois modes de rupture des brise-lames sous chargement sismique :

- **Premier mode** (Figure 1.3.a) : Tassement ou abaissement de la crête due à l'accélération à la base des matériaux de la digue, ainsi qu'un tassement différentiel des éléments de la digue.
- **Deuxième mode** (Figure 1.3.b) : Tassement de la crête, propagation latérale due à un tassement ou à une liquéfaction du sous-sol, et aussi un tassement différentiel des éléments de la digue.
- **Troisième mode** (Figure 1.3.c) : Rupture due à la liquéfaction du sous-sol menant au tassement de la crête et éventuellement à son inclinaison, et déplacement des éléments de la digue.

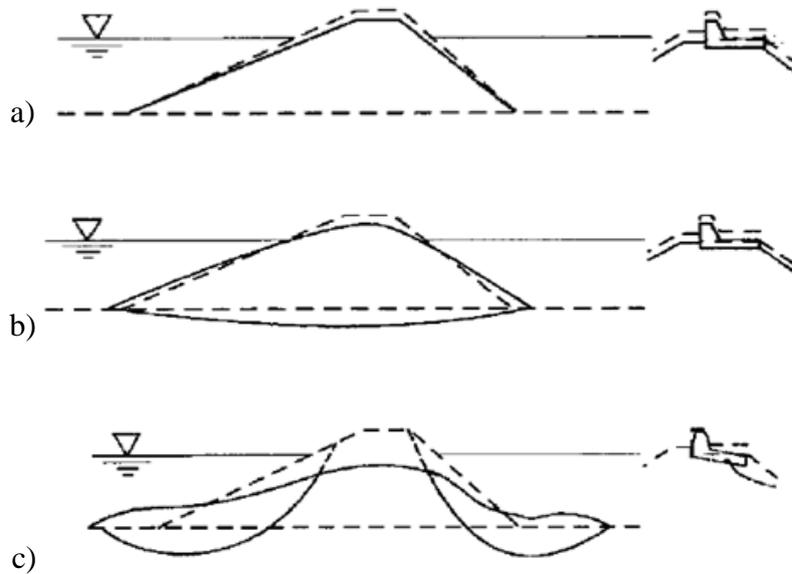


Figure 1.3. Modes de rupture des brise-lames sous chargement sismique (PIANC 2001).

1.4. Classification des ouvrages d'accostage

Il existe trois types d'ouvrages d'accostage :

- a)- *Les quais* : Ils assurent une liaison directe entre le navire et les infrastructures terrestres du port, permettant ainsi de retenir les terres au contact du plan d'eau.
- b)- *Les appontements* : Ces ouvrages ne permettent pas une liaison directe avec les parties terrestres comme le cas des quais. Ces ouvrages permettent l'accostage des navires et la circulation des engins de manutention mais ils n'assurent aucune fonction de stockage. Il arrive souvent de considérer les appontements fondés sur pieux comme un cas particulier de quai sur pieux (paragraphe 1.5.4).
- c)- *Les ducs d'Albe* : Ce sont des ouvrages ponctuels servant uniquement à l'accostage et/ou l'amarrage des navires, et ne disposant pas de plateforme pour déposer les marchandises ou installer des engins de manutention. Ils n'ont aucun rôle de soutènement des terres.

Lorsque le sol de fondation offre une bonne portance, les ouvrages d'accostage tels que les quais sont réalisés sous forme d'ouvrage massif appelé ouvrage gravitaire ou quai-poids, comme les quais en maçonnerie, en bloc de béton, en caissons, mur en L et en gabions de palplanches plates (Corfdir & Trichet 2005). Ils sont capables de résister aux efforts environnementaux et d'exploitation par leur poids propre.

Dans le cas contraire où le bon sol se trouve en profondeur, ces ouvrages sont réalisés sur des fondations profondes : les pieux, les palplanches et les parois moulées. Il arrive souvent d'utiliser des tirants d'ancrage et d'associer plusieurs types de fondations profondes, par exemple le *quai mixte de type danois*.

1.5. Catégories de quai sur pieux

La conception des quais sur pieux est très simple du fait qu'ils sont constitués d'une plateforme fondée sur des pieux. Cette conception est souvent caractérisée par un talus (une digue) en dessous de la plateforme, et par des éléments de reprise des efforts horizontaux comme les tirants d'ancrage.

En fonction de la configuration des éléments sous la plateforme, Aristaghes (1986) du Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF) a réparti les quais sur pieux en quatre catégories (Figure 1.4) :

1.5.1. Quais fermés (type danois)

Ce sont des quais qui possèdent une structure de soutènement en avant de l'ouvrage, constituée d'un rideau de palplanches ou d'une paroi moulée, qui forme ainsi un caisson fermé entre le pied du talus et le bord inférieur de la plateforme (Figure 1.4.a).

1.5.2. Quais semi-ouverts

Dans ce type de quai, la structure de soutènement qui se trouve en avant de l'ouvrage ne remonte pas jusqu'au niveau de la plateforme, mais elle s'arrête à une côte inférieure à la plus basse mer (Figure 1.4.b).

1.5.3. Quais ouverts (type hollandais)

Dans ce cas, l'écran de soutènement en avant de l'ouvrage est supprimé, ce qui permet d'avoir un quai ouvert (Figure 1.4.c). Par conséquent, ces quais possèdent des talus qui descendent jusqu'au niveau du bassin et dont le mode de soutènement arrière peut être assuré par des ouvrages divers, par exemple un rideau de palplanches.

1.5.4. Appontements

Ce sont des ouvrages complètement dissociés de la côte. Constitués généralement d'un platelage fondé sur des pieux pour permettre l'accostage des navires et la circulation des engins de manutention. Ils ne possèdent ni de structure de soutènement en avant de l'ouvrage, ni de pente en dessous de l'ouvrage (Figure 1.4.d).

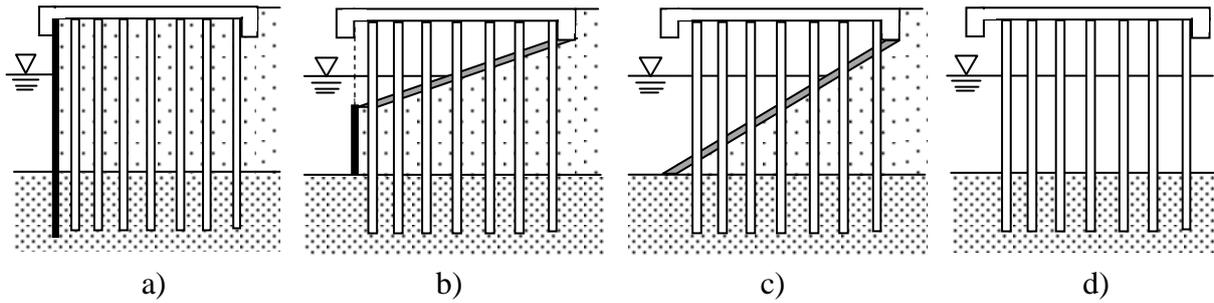


Figure 1.4. Différentes catégories de quais sur pieux : a) quai fermé, b) quai semi-ouvert, c) quai ouvert, d) appontement.

Dans les quais ouverts et semi-ouverts, il est très fréquent de trouver une digue en enrochement pour soutenir le remblai en dessous de la plateforme et derrière le quai. Il existe trois types de digues, comme annoncé dans l'introduction générale : single-lift, multi-lift et cut-slope.

1.6. Observations post-sismiques des quais sur pieux

Les séismes ont occasionné des dégâts structurels très importants dans les quais sur pieux et engendré de grandes déformations permanentes dans le sol. Voici quelques exemples :

Durant le **séisme de Loma Prieta du 17 octobre 1989** (magnitude 6,9 ; PGA de 0,25 g et 0,29 g dans les deux directions horizontales et de 0,07 g dans la direction verticale), le **Seventh Street Terminal au port d'Oakland (USA)** a souffert de dommages très significatifs dus à des déformations permanentes dans le sol (Werner 1998). Ce terminal est constitué de six rangées de pieux verticaux et une rangée de pieux inclinés, traversant une digue en enrochement retenant du sable lâche (Figure 1.5). Cette digue est fondée sur du sable lâche. Ce dernier s'est liquéfié, devenant ainsi la cause majeure des dommages que le quai a subis. Des déformations latérales permanentes dans le sol de l'ordre de 0,15 à 0,30 m ont été mesurées (Egan et al. 1992; Singh et al. 2001). Des ruptures en cisaillement ont été observées à l'endroit de la connexion pieux - plateforme (Singh et al. 2001) et des ruptures des pieux à l'interface des couches de sol (Oyenuga et al. 2001). Il faut noter que ce terminal construit en 1968, fait partie de la première génération de quai du port d'Oakland, et de ce fait la conception antisismique n'a pas pris en considération ni la distribution des forces latérales sur le système pieux - plateforme ni l'importance de la ductilité sur la réponse sismique. Près de 95% des pieux inclinés le long de ce quai ont été fissurés ou rompus principalement à cause

de la mauvaise connexion avec la plateforme. Les pieux verticaux et la plateforme ont subi des dommages mineurs.

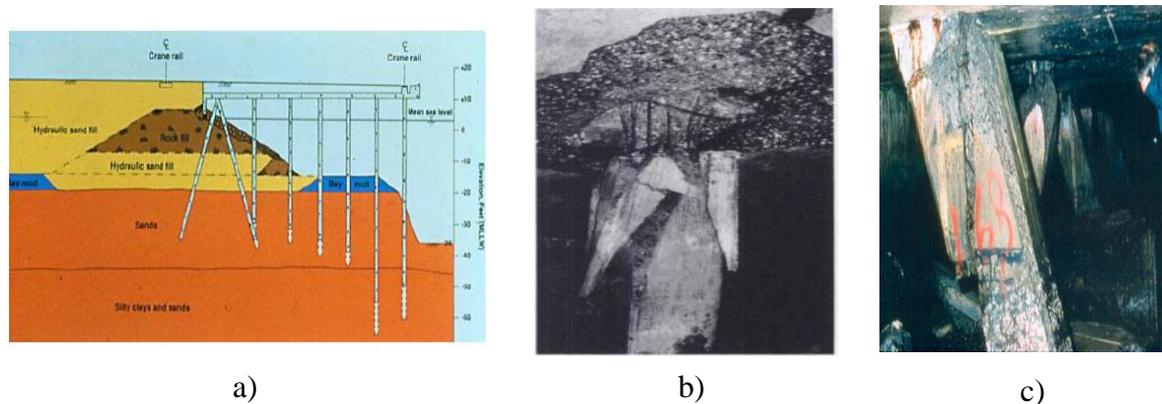


Figure 1.5. Seventh Street Terminal au port d'Oakland durant le séisme de Loma Prieta 1989 : a) coupe transversale du quai (de Boulanger et al. (2003) après permission de John Egan, Geomatrix), b) dommages à la connexion pieu - plateforme (Werner 1998), c) cisaillement des pieux inclinés (Boulanger et al. 2003).

Après le séisme de **Hyogoken-Nanbu 1995**, appelé aussi « *the Great Hanshin earthquake of 1995* » (Kimura 1996) (magnitude 7,2 ; PGA approximatif de 0,53 g au port de Kobe), des investigations ont été portées sur le quai de **Takahama Wharf** (Japon).

Ce quai est fondé sur trois rangées de pieux verticaux tubulaires en acier, d'un diamètre de 700 mm, traversant une digue en enrochement. Le quai est construit sur un sol composé d'alternance entre couche d'argile pléistocène et couche de gravier sableux. Derrière ce quai, des caissons en bloc de béton sont empilés les uns sur les autres et ils sont déposés sur du sable lâche de 2 m d'épaisseur. Ces caissons permettent de retenir un remblai de sable. La plateforme du quai est reliée aux caissons par un pont.

D'après Takahashi (2002) et Takahashi et Takemura (2005), les investigations ont montré que :

- De grandes déformations permanentes ont été constatées dans la digue en enrochement, causées par la liquéfaction du sable. La Figure 1.6 montre les déplacements permanents de cette digue à cinq endroits différents avec un intervalle de 5 m.
- Le quai s'est déplacé horizontalement de 1,3 à 1,7 m (Figure 1.7.a). Des ruptures de pieux ont été observées à leur tête (près de la plateforme). D'autres ruptures par flambement (*buckling*) ont été constatées lors de l'extraction des pieux (Figure 1.7.b). Ces ruptures se localisent près des interfaces des couches de sol, en particulier à l'interface entre la digue

et la couche de sable liquéfié. Plusieurs fissures ont été remarquées sur le pont et à l'endroit de la connexion pont – plateforme.

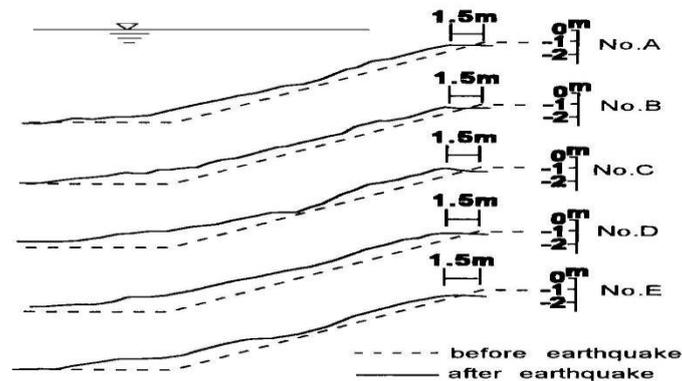


Figure 1.6. Déplacements de la digue en enrochement au quai de Takahama Wharf (Iai & Sugano 1999).

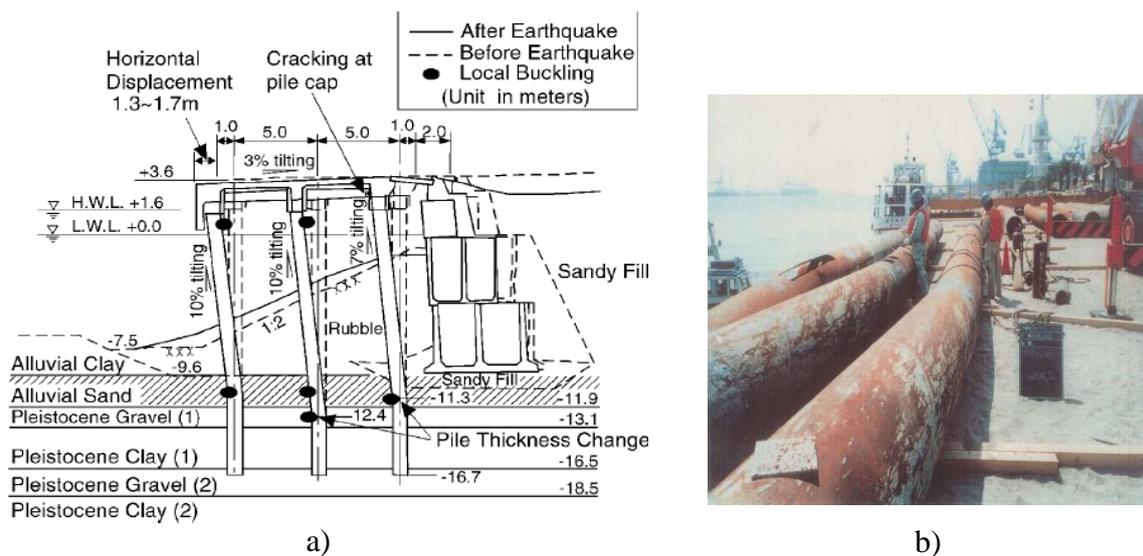


Figure 1.7. Dommages causés au quai sur pieux de Takahama Wharf (port de Kobe, Japon) lors du séisme de Hyogoken-Nanbu 1995 : a) coupe transversale du quai (PIANC 2001), b) lors de l'extraction des pieux pour une inspection (Japan Association for Steel Pipe Piles (1995) citée dans Takahashi (2002)).

Le séisme de Kocaeli du 17 Août 1999 (magnitude 7,4) a eu lieu sur la faille nord-anatolienne au nord-ouest de la Turquie, d'une durée de 42s avec une accélération horizontale maximale de 0,407 g (Şafak et al. 2000). Ce séisme a causé d'importants dommages aux structures maritimes le long de la côte de la baie d'Izmit (Turquie) (Sumer et al. 2007). Par conséquent, des tassements importants ont été enregistrés dans les remblais, allant de 0,10 m à 1 m. Diverses inspections sur la **Rota Navigation Trade Pier** ont montré un tassement du

fond marin de 0,70 m dont la cause n'est pas définie, soit par liquéfaction, ou par un autre processus comme l'instabilité des pentes ou une combinaison entre ces processus. Sur **Petkim (Yarimca Petrochemical Complex)**, les pieux en béton armé de la jetée et des deux ducs-d'albe ont été endommagés au-dessus du plan d'eau. Au sommet de la jetée, un tassement de 0,05 - 0,10 m et un déplacement latéral de 0,40 m ont été enregistrés.

Quelques dommages sont également survenus sur la digue en enrochement du **port de pêche Karamursel Eregli**, dus à la liquéfaction. Les dégâts ont été la plupart du temps sous la forme de déformation de la section transversale, glissement de la pente et intrusion des blocs inférieurs dans le sable meuble.

Le séisme de Haiti 2010 (magnitude 7) a causé d'énormes dommages sur les infrastructures portuaires (Madabhushi 2012; Madabhushi et al. 2013). Des tassements excessifs des quais ont été observés au port de **Port-au-Prince** dus à la liquéfaction, causant ainsi la formation des rotules plastiques à la tête des pieux (Figure 1.8).

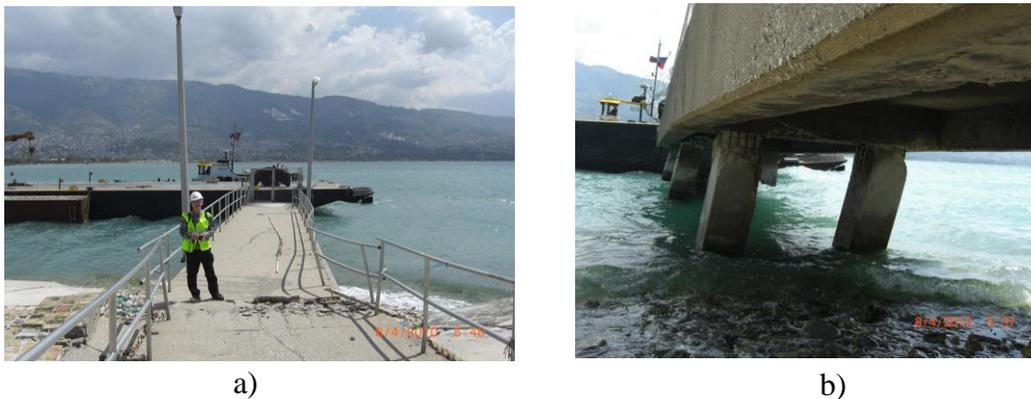


Figure 1.8. Quelques observations au Port-au-Prince lors du séisme de Haiti 2010 (Madabhushi et al. 2013): a) dommages subis par le quai, b) formation des rotules plastiques à la tête des pieux.

Le séisme de Kaikoura 2016 à la Nouvelle Zélande (magnitude 7,8) a engendré de grands déplacements vers la mer pour les deux quais **Kings Wharf** et **Thorndon Wharf** (port de Wellington), respectivement d'environ 0,5 à 1,4 m et 0,5 à 1,0 m. Leurs pieux ont subi des dommages importants (Figure 1.9), rendant ces deux quais non fonctionnels (Cubrinovski & Bray 2017; Cubrinovski et al. 2017, 2020; Boyce et al. 2019). Les grues à portique ont été également hors service près d'une dizaine de mois.

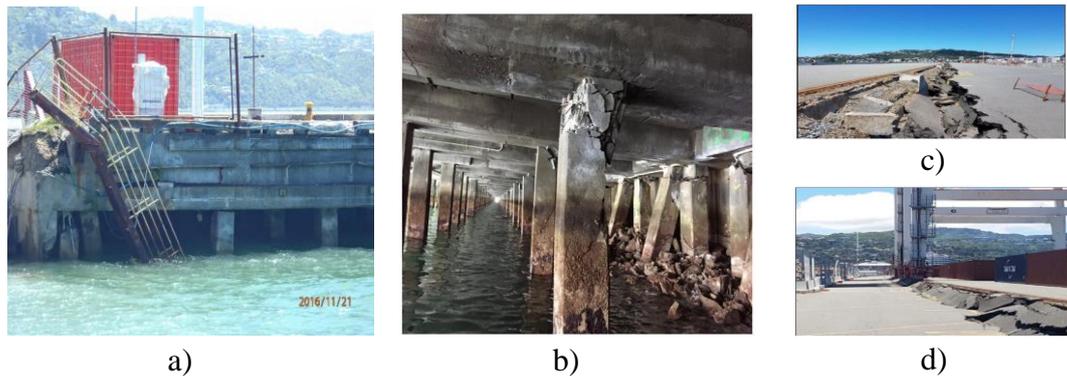


Figure 1.9. Quelques observations au Centre Port (Wellington, Nouvelle Zélande) lors du séisme de Kaikoura 2016 : a) cisaillement des pieux (Cubrinovski & Bray 2017), b) dommages subis par les pieux verticaux et les pieux inclinés, c) écoulement latéral du sol, d) déplacement vertical du sol. (Boyce et al. (2019) pour les figures b, c, et d).

Sur la Figure 1.10, le quai de **Thorndon Wharf** a suivi le mouvement des remblais en pente en direction vers la mer à cause de l'écoulement latéral du sol (*lateral spreading*) induit par la liquéfaction. Des tassements d'environ 0,2 à 0,3 m ont été mesurés dans la partie centrale du terre-plein du quai ; tandis que près de la crête de la pente, ils augmentaient jusqu'à 0,4 à 0,6 m (Cubrinovski et al. 2020).

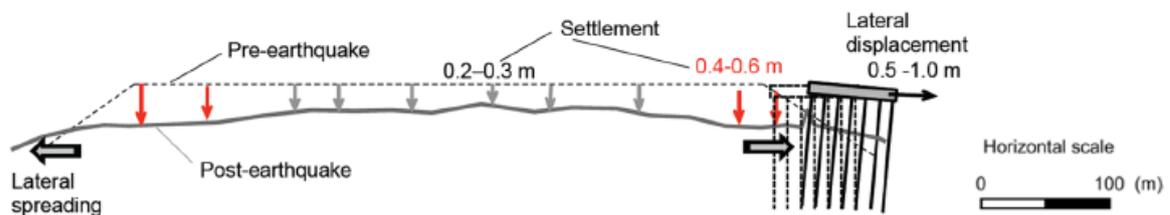


Figure 1.10. Schéma illustrant les tassements et l'écoulement latéral du sol induit par la liquéfaction (Cubrinovski et al. 2020).

1.7. Analyse du comportement sismique des pieux

1.7.1. Modes de rupture des pieux dans les quais

Après analyse des dégâts qu'ont subis les quais sur pieux, PIANC (2001) a constaté que les modes de rupture typiques de ces quais lors d'un séisme dépendent du déplacement dû à la force d'inertie et du déplacement du sol. Il présente trois modes de rupture ou de déformation qui peuvent se produire (Figure 1.11) :

- **Mode a : déformation due à la force d'inertie de la plateforme.**

▪ **Mode b : déformation due à la force horizontale exercée par l'ouvrage de soutènement.**

Dans le cas d'un soutènement gravitaire fondé sur un sol de fondation stable, son mode de rupture typique lors d'un séisme se caractérise par un déplacement vers le côté de la mer et une inclinaison du mur (Pitilakis & Moutsakis 1989). Sur un sol de fondation en sable lâche ou en présence de remblai meuble, la rupture implique une déformation globale de la fondation sous le mur, ce qui se traduit par un grand déplacement vers la mer, basculement et tassement (PIANC 2001). L'inclinaison du mur réduit considérablement la stabilité de la structure et peut entraîner le renversement ou l'effondrement du mur. Il faut noter que la plupart des dommages dans les quais gravitaires sont associés à une déformation importante du sol liquéfiable (Iai et al. 1994; Inagaki et al. 1996).

▪ **Mode c : déformation due au déplacement latéral du sous-sol lâche.**

Les ruptures associées à ce mode sont dues à la liquéfaction du sable lâche. D'après PIANC (2001), il est très important que l'aspect géotechnique soit pris en compte dans la conception.

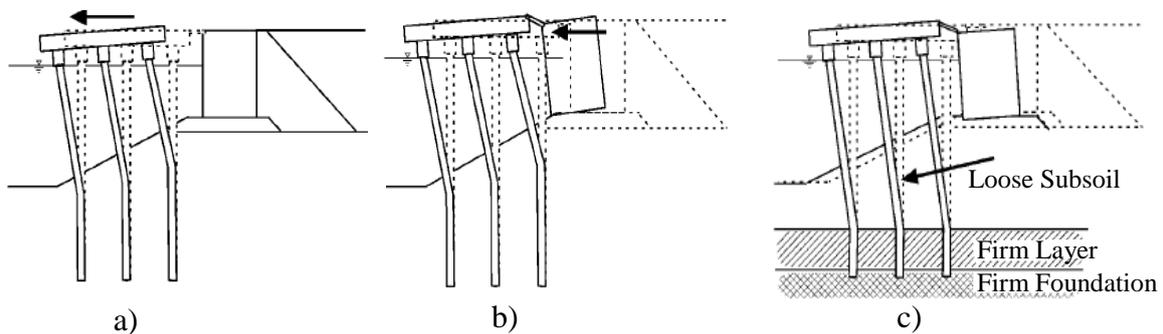


Figure 1.11. Modes de rupture des quais sur pieux (figure adaptée de PIANC (2001)).

Kardoğan et Bhattacharya (2018) ont collecté des observations sur la rupture des quais portuaires lors des séismes depuis 1985 jusqu'à 2011. Ils ont conclu que les structures de quai sur pieux possèdent deux causes de ruptures communes : défaillance de la structure du quai et rupture de cause géotechnique. Généralement, les défaillances de la structure surviennent dans la plateforme, à la tête des pieux, à la connexion pieux - plateforme et également dans le système d'ancrage. Elles peuvent être causées par : une mauvaise connexion des pieux avec la plateforme, non prise en compte de l'effet des pieux courts (*short-column effects*, paragraphe 1.7.4), une forte demande de déplacement des pieux, un choc entre deux blocs monolithiques du quai (*pounding effect*), etc. Mondal et Rai (2008) ont ajouté que les endommagements de la structure peuvent également survenir de la mauvaise conception, et ces dommages

deviennent encore plus sévères à cause du manque d'entretien en particulier contre l'agression de l'environnement marin (la corrosion).

Pour les ruptures de cause géotechnique, elles se produisent par : la liquéfaction, la pente instable (glissement), l'écoulement latéral du sol, le tassement, etc. Kardoğan et Bhattacharya (2018) ont affirmé que la mauvaise performance de beaucoup de quais et de structures portuaires durant les séismes passés est due à la liquéfaction du sol.

1.7.2. Mécanismes de rupture d'un groupe de pieux dans les sols liquéfiables

Tokimatsu et al. (1996) ont présenté les dommages subis par des fondations de bâtiment dans la ville de Kobe causés par la liquéfaction. Ces dommages ont été aussi repris par Boulanger et al. (2003). Ces auteurs ont défini les différentes raisons de rupture des pieux : perte de capacité portante, rupture due au cisaillement, tassement du sol environnant, rupture due à l'écoulement latéral du sol, rupture due au moment de renversement (basculement sous un moment), rupture due aux déformations transitoires du sol (déformation lors de la propagation des ondes sismiques).

Tokimatsu et Asaka (1998) ont illustré le phénomène d'interaction sol-pieu-structure dans les sols liquéfiables pendant et après le séisme. Ils ont défini trois phases.

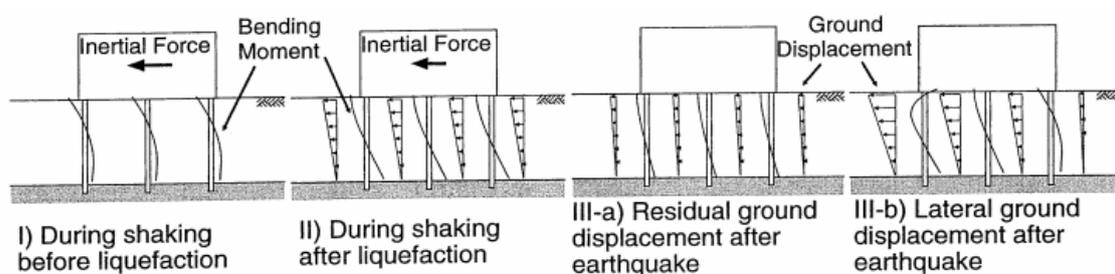


Figure 1.12. Réaction des pieux durant et après le séisme dans les sols liquéfiables (Tokimatsu & Asaka 1998).

Dans la phase I (Figure 1.12.I), il n'y a que les forces d'inertie de la superstructure qui dominent et c'est bien avant la génération des pressions interstitielles. Vient ensuite la phase II (Figure 1.12.II), où les pressions interstitielles se développent, la contrainte cyclique induite par le séisme augmente. Dans ce cas, il y a une combinaison des forces inertielles et des forces cinématiques résultant des déplacements cycliques du sol. Après le séisme, en phase III, les pieux subissent des déformations importantes dues au déplacement permanent du sol (Figure 1.12.III.a), et particulièrement près des murs de quais qui ont subi des ruptures ou un grand mouvement latéral vers la mer (Figure 1.12.III.b).

De même, Sarkar et al. (2014) ont présenté le comportement d'une structure supportée par des pieux pendant le processus de la liquéfaction de sol. Ils distinguaient quatre stades : Le stade I représente les pieux en conditions normales, supportant uniquement une charge axiale qui représente le poids propre de la superstructure. Au début du chargement sismique (stade II), l'effet inertiel de la superstructure s'ajoute. Lors du stade III, le sol se liquéfie. Les forces que subissent les pieux s'intensifient et ces derniers commencent à se déformer. En stade IV, l'écoulement latéral du sol se produit dans les terrains en pente. Ce qui induit des charges cinématiques supplémentaires sur les pieux.

Ishihara (1997) a déduit que la rupture des pieux à leur sommet est influencée par les forces d'inertie de la superstructure qui sont prédominantes en plus du chargement cinématique de la couche de sol non liquéfiable (*top-down effect*). Quant à la rupture des pieux près de la limite inférieure de la couche de sol liquéfié, elle est influencée par le chargement cinématique, qui devient encore plus important lors d'un écoulement latéral du sol (*bottom-up effect*). Il a noté aussi que le moment fléchissant est sous-estimé lorsque les forces d'inertie de la structure sont négligées.

Madabhushi et al. (2009) ont présenté les mécanismes de rupture des groupes de pieux dans les sols liquéfiables. Deux cas d'étude ont été pris en considération :

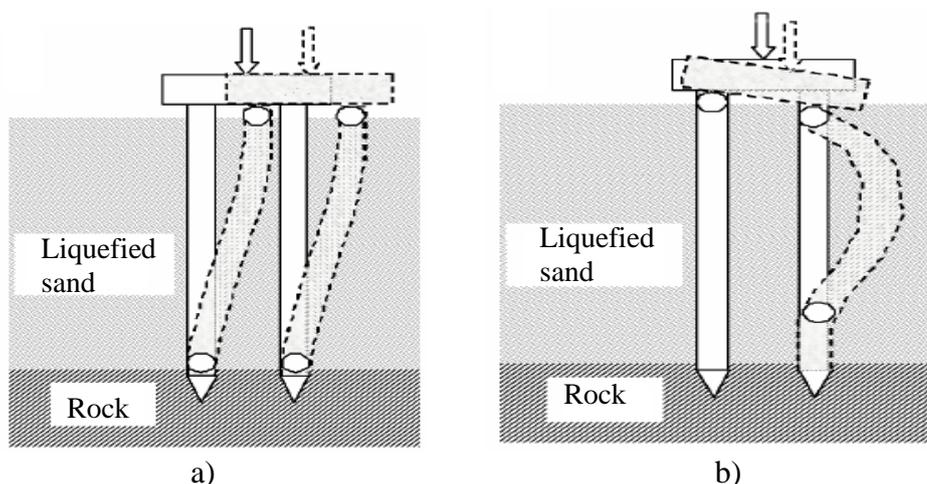


Figure 1.13. Déformation du groupe de pieux dans un sol horizontal (figure adaptée de Madabhushi et al. (2009)) : a) mécanisme à quatre rotules plastiques, b) mécanisme à trois rotules plastiques.

➤ Dans le premier cas, les couches de sols sont horizontales (Figure 1.13). La stratification du sol présente une seule couche liquéfiable au-dessus d'un substratum rocheux. Une charge verticale représentant la superstructure est présente en même temps que le chargement

sismique. Lors du séisme, des pressions interstitielles vont se générer. Le sable va se liquéfier et perdre sa résistance. Dans ce cas, deux mécanismes sont possibles :

- Le premier mécanisme (Figure 1.13.a) : Les pieux se rompent par formation de quatre rotules plastiques à deux endroits : à la base et à la tête des pieux. Le chevêtre des pieux va subir un déplacement latéral important.
- Le second mécanisme (Figure 1.13.b) : Formation de trois rotules plastiques : deux rotules plastiques se créent à la tête des pieux et une seule sur le fût du pieu provoqué par le flambement de ce dernier. Ce mécanisme produit des rotations importantes dans le chevêtre et cause une instabilité dans la superstructure.

➤ Dans le deuxième cas d'étude, les auteurs ont pris en compte la présence d'un écoulement latéral du sol induit par la liquéfaction. Le profil de sol considéré est le même que celui de la Figure 1.13, en plus d'une couche de sol non liquéfiable. Cette fois-ci le sol est considéré en pente (Figure 1.14.a). Pendant le séisme, les pieux et le chevêtre vont subir de grandes charges latérales causées par la poussée des terres. En combinaison avec la charge axiale de la superstructure, cela provoque de grands moments dans les pieux et par conséquent la formation de quatre rotules plastiques. Ce mécanisme est très fréquent et se forme plus facilement que les mécanismes observés lorsque le sol est horizontal.

Si les pieux sont ancrés dans une couche de sable dense ou dans une argile raide, le groupe de pieux peut aussi subir des tassements. Alors, deux mécanismes peuvent se produire :

- Dans le premier mécanisme (Figure 1.14.b), le groupe de pieux peut se rompre par perte de résistance en pointe et subir de grands tassements. Ce mécanisme dépend fortement de la capacité du chevêtre à résister aux tassements.
- Dans les mêmes conditions de stratification, le second mécanisme se manifeste lorsqu'un pieu subit un tassement excessif par rapport aux autres pieux du groupe (Figure 1.14.c). Ce tassement s'accompagne par la formation de rotules plastiques à la tête des pieux et provoque une importante rotation du chevêtre.

Madabhushi (2012) a affirmé que ce dernier mécanisme (Figure 1.14.c) coïncidait avec les déformations observées dans le quai sur pieux du port de Port-au-Prince (Figure 1.8), et également au mécanisme de rupture d'un groupe de pieux 2x2 dans les sols liquéfiés lors d'un essai en centrifugeuse réalisé à l'Université de Cambridge. La Figure 1.15 présente

le résultat de cet essai. Elle montre clairement le flambement du groupe de pieux avec un déplacement latéral important et son effondrement sur le côté du modèle.

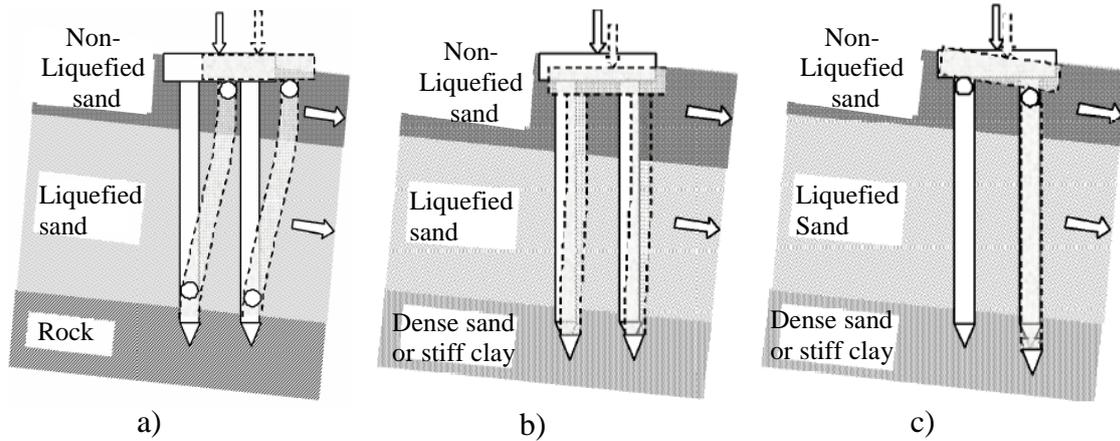


Figure 1.14. Rupture de groupe de pieux lors d'un écoulement latéral du sol (figure adaptée de Madabhushi et al. (2009)) : a) rupture des pieux ancrés dans un substratum rocheux, b) rupture par défaut de portance des pieux ancrés dans un sable dense ou une argile raide, c) perte de portance et plastification des pieux ancrés dans un sable dense ou une argile raide.

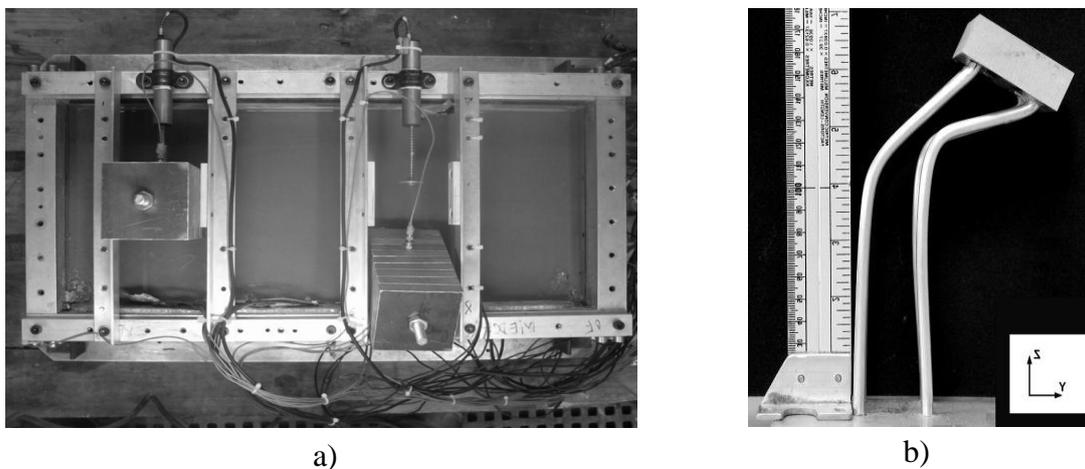


Figure 1.15. Rupture du groupe de pieux lors de l'essai en centrifugeuse (groupe G4) (Madabhushi 2012): a) vue d'en haut de l'essai (après chargement), b) vue de face (après l'extraction du quai).

Kardoğan et Bhattacharya (2018) ont présenté l'effet de la liquéfaction sur les quais sur pieux. En plus du mécanisme de rupture des pieux par cisaillement dans les sols liquéfiables, ils ont énuméré trois autres mécanismes possibles. Ces mécanismes ont été exposés par Rostami et al. (2020) comme suit : (i) Rupture par flexion due à l'inertie de la superstructure et/ou aux charges cinématiques causées par la pression latérale du sol. Il faut savoir que la rupture des pieux à cause de l'écoulement latéral du sol est le mécanisme le plus

fréquemment observé durant les séismes. (ii) Rupture par flambement due à la charge axiale. (iii) Rupture dynamique (flexion - flambement) qui est une combinaison des actions des charges latérale et axiale durant le séisme.

En dynamique des structures, lorsque les pieux sont soumis à des forces latérales importantes, les pieux vont se déplacer latéralement, mais souvent ils sont également soumis à de forces verticales qui vont provoquer un moment additionnel (second ordre) qui va engendrer une augmentation de la déformation latérale des pieux (Law & Cheng 2015; Ko & Lin 2020; Xu et al. 2020; Zacchei et al. 2020). Cet effet est communément connu sous le nom de l'*effet P-Delta*. En présence de grands déplacements, cela peut mener à une ruine par instabilité globale de la structure.

1.7.3. Réponse sismique des pieux inclinés

Les pieux inclinés sont fréquemment utilisés dans les ouvrages portuaires, notamment dans les quais, lorsqu'une grande résistance latérale est nécessaire. Le retour d'expérience sur leur rupture observée au paragraphe 1.6 met en évidence leurs mauvaises performances. Les observations post-sismiques témoignent deux raisons : (i) leur mauvaise connexion avec la plateforme qui provoque l'arrachement des pieux, et (ii) la concentration des efforts entre deux couches de sol de rigidité différente, ou entre deux couches où l'une est liquéfiable et l'autre ne l'est pas.

Plusieurs règlements ne recommandent pas l'utilisation des pieux inclinés en zones sismiques, parmi eux l'AFPS (1990) et l'Eurocode 8-partie 5 (CEN 2005). Harn (2004a; b) a déclaré que la mauvaise performance des pieux inclinés durant les séismes passés est due aux manques de connaissances techniques, de méthode de conception appropriées et d'analyses numériques avancés.

De nos jours, l'utilisation des pieux inclinés n'est pas interdite mais une attention leur est portée, particulièrement à la jonction entre la tête des pieux inclinés et la structure, à cause des forces importantes qui se développent lors d'un séisme. Plusieurs études ont rapporté que les pieux inclinés offrent un effet bénéfique pour la structure (Pender 1993; Gazetas & Mylonakis 1998; Berrill et al. 2001; Gerolymos et al. 2008; Yun & Han 2020; etc.).

Giannakou et al. (2010) ont présenté la réponse élastique des pieux verticaux et des pieux inclinés lors du séisme. Ils ont illustré schématiquement les mécanismes par lesquels les forces d'inertie de la superstructure ont été reprises par les pieux.

➤ Dans la structure non élancée (courte), les forces de cisaillement dominent. Elles se développent en premier dans le groupe de pieux verticaux et puis elles sont suivies par le développement du moment fléchissant dû à la rotation du chevêtre (Figure 1.16.a). Les forces axiales dans les pieux verticaux sont négligeables.

En revanche, pour le groupe de pieux inclinés, les forces de cisaillement et les forces axiales se développent dans chaque pieu incliné. Puisque la déformation latérale du pieu dépasse de loin la déformation due aux forces axiales, l'orientation des vecteurs forces de cisaillement définit le sens de rotation du chevêtre (Figure 1.16.b).

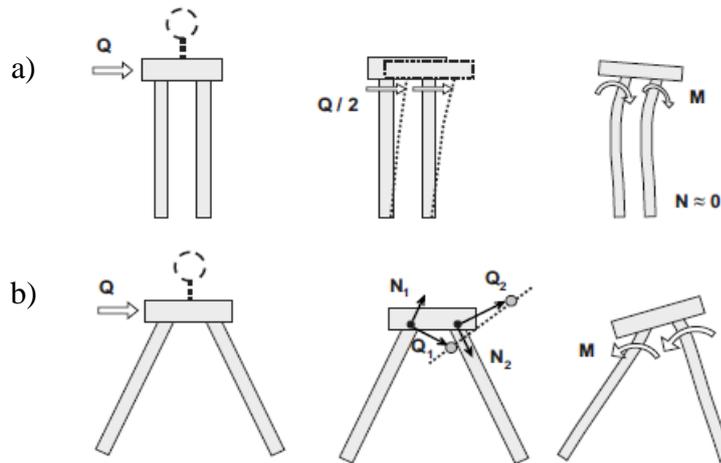


Figure 1.16. Mécanismes de reprise des forces d'inertie d'une structure non élancée (Giannakou et al. 2010): a) sur des pieux verticaux, b) sur des pieux inclinés.

➤ Avec une structure élancée, où le moment de renversement domine, les pieux verticaux sont soumis à de grandes forces axiales, suivies par des moments fléchissants à la tête des pieux en raison de la connexion pieu-chevêtre (Figure 1.17.a). Concernant le cas des pieux inclinés, ce moment est repris en grande partie par flexion. Des rotations du chevêtre ont également lieu comme cela est présenté sur la Figure 1.17.b, qui montre aussi que les pieux inclinés sont plus flexibles que les pieux verticaux.

Les structures élancées peuvent bien représenter les grues utilisées dans les ports. D'ailleurs, il existe des travaux qui ont été réalisés pour étudier l'interaction dynamique entre le quai sur pieux et la grue, comme Yamamoto et al. (2002), Shafieezadeh et al. (2012), Jaradat et al. (2013), etc.

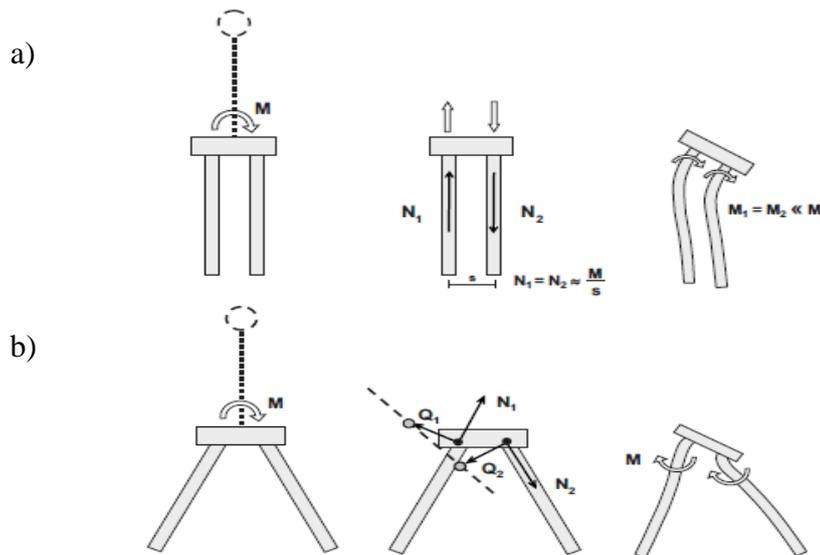


Figure 1.17. Mécanismes de reprise des forces d'inertie d'une structure élancée (Giannakou et al. 2010): a) sur des pieux verticaux, b) sur des pieux inclinés.

Harn (2004a; b) a expliqué que le comportement sismique des pieux inclinés est complexe et ne peut être pris en considération qu'avec des analyses non linéaires (Aydinoglu et al. 2008). L'auteur parle aussi du phénomène « *pole vaulting* » (en anglais), qui est en cause de la majorité des ruptures dans la connexion pieu-plateforme (Figure 1.18). En effet, lorsque les efforts de compression sont très importants dans le pieu incliné, la plateforme effectue un mouvement qui ressemble à un saut à la perche avec le pieu incliné (ASCE 2014; Ebeling & White 2016).

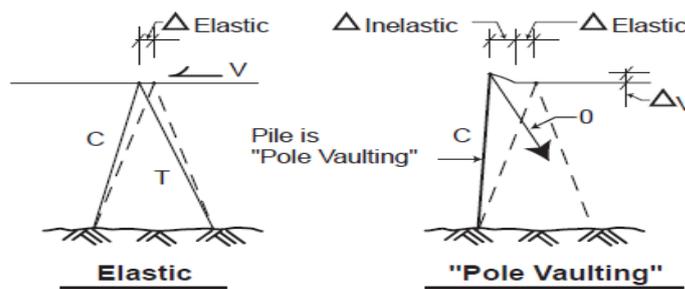


Figure 1.18. Phénomène pole vaulting (Harn 2004a).

Yun et Han (2020) ont trouvé que l'utilisation des pieux inclinés dans les sols en pente, fait diminuer le déplacement permanent de la plateforme, car ces pieux offrent un bon encastrement de la structure de quai et ils reprennent mieux les poussées latérales du sol par rapport à un quai constitué uniquement de pieux verticaux. En revanche, dans le cas d'un sol horizontal, la présence des pieux inclinés crée une asymétrie dans le quai, favorisant ainsi un

grand déplacement permanent de la plateforme contrairement au cas d'un quai fondé uniquement sur des pieux verticaux.

1.7.4. Réponse sismique des pieux courts

L'effet d'une force horizontale sur la stabilité des pieux a été un sujet important qui a intéressé les chercheurs depuis très longtemps. Cummings et Chang (1937) ont introduit l'équation différentielle (1.1) qui gouverne cet effet :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + E_s y = 0 \quad (1.1)$$

Où $E_p I_p$: Rigidité de flexion du pieu. E_s : Module de réaction du sol défini par l'équation (1.2) :

$$E_s = k_s D \quad (1.2)$$

Avec k_s : Coefficient de réaction du sol. D : Diamètre du pieu.

Terzaghi (1955) a estimé que le module de réaction du sol peut être considéré comme constant dans le cas des sols cohérents (l'équation (1.3)). Quant aux sols pulvérulents, leurs modules de réaction varient linéairement avec la profondeur du sol (l'équation (1.4)). Cela est présenté sur la Figure 1.19.

$$E_s = \text{constant} \Rightarrow \text{Sol cohérent} \quad (1.3)$$

$$E_s = n_h x \Rightarrow \text{Sol pulvésulent} \quad (1.4)$$

En mettant l'équation (1.2) égale à l'équation (1.4), on obtient l'équation (1.5) :

$$k_s = n_h \frac{x}{D} \quad (1.5)$$

Avec n_h : Constante de réaction du sol.

Dans la littérature, plusieurs ouvrages et travaux ont proposé des valeurs à adopter pour le paramètre n_h (Davisson 1970; MCIF (SCG 1994); GEO 2006; Das & Sivakugan 2018). Le Tableau 1.1 présente la fourchette des valeurs de n_h selon la densité du sol.

La réponse sismique des pieux est fortement conditionnée par la rigidité relative sol-pieu qui se traduit soit par un comportement souple ou rigide, tel que :

- Lorsque le module de réaction du sol est constant, le facteur de la rigidité relative sol-pieu est désigné par la lettre « R » (équation (1.6)).

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k_s D}} \quad (1.6)$$

Avec E_p : Module d'élasticité du pieu. I_p : Moment d'inertie du pieu.

- Dans le cas d'une variation linéaire du module de réaction du sol, le facteur de la rigidité relative sol-pieu est représenté par la lettre « T » (équation (1.7)).

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (1.7)$$

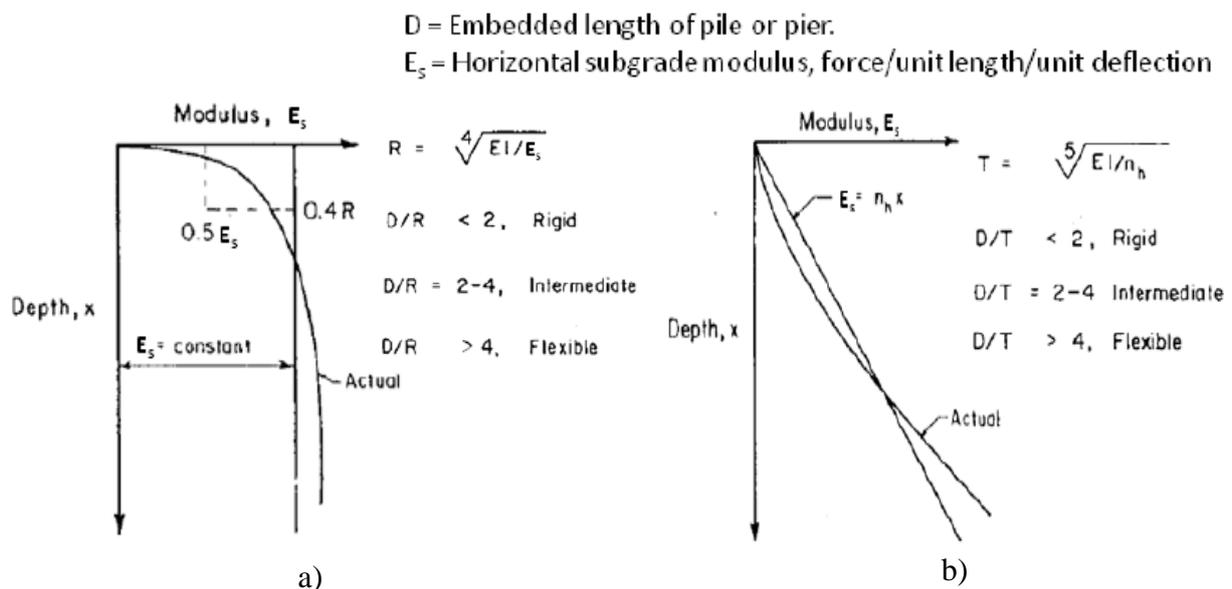


Figure 1.19. Module de réaction du sol (Davisson (1970) cité dans Ebeling et al. (2012)) : a) constant, b) varie avec la profondeur du sol.

Tableau 1.1. Valeurs de n_h (Das & Sivakugan 2018).

Sol	Etat	n_h (kN/m ³)
Sable sec, sable humide	Lâche	1 800 - 2 200
	Densité intermédiaire	5 500 - 7 000
	Dense	15 000 - 18 000
Sable saturé (submergé)	Lâche	1 000 - 1 400
	Densité intermédiaire	3 500 - 4 500
	Dense	9 000 - 12 000

- La détermination du comportement du pieu, s'il agit comme un pieu court (rigide) ou un pieu long (souple), se fait selon le Tableau 1.2 où L étant la longueur du pieu fichée dans le sol (c.-à-d. la fiche du pieu, généralement désignée par la lettre D).

Tableau 1.2. Classification du pieu (court ou long) selon le facteur de la rigidité relative sol-pieu (GEO 2006).

Type de pieu	Module de réaction du sol	
	Augmente linéairement	Constant
Pieu court (rigide)	$L \leq 2 T$	$L \leq 2 R$
Pieu long (souple)	$L \geq 4 T^{(1)}$	$L \geq 3,5 R^{(2)}$

Notes : ⁽¹⁾ Das et Sivakugan (2018) ont considéré que lorsque le module de réaction varie linéairement avec la profondeur et que $L \geq 5 T$, le pieu est long.

⁽²⁾ Lorsque le module de réaction du sol est constant, Davisson (1970) considère que le pieu est long si $L \geq 4 R$. L'auteur a ajouté le comportement de pieu intermédiaire entre rigide et souple, comme représenté sur la Figure 1.19.

Les pieux courts sont fréquemment utilisés dans les quais sur pieux. Ils sont très rigides. Ils contribuent à la résistance aux forces d'inertie latérales mais ils concentrent en eux des charges sismiques très importantes (Roeder et al. 2010). Leur ductilité (capacité à se déformer plastiquement sans se rompre) et la capacité en rotation des connexions pieu-plateforme sont réduites comparés aux pieux longs (Roeder et al. 2001).

Pendant le séisme, tous les pieux sont forcés de suivre le déplacement de la plateforme de la même valeur (due à la rigidité de cette dernière), mais les pieux courts expriment une grande demande en rotation. Par conséquent, ces pieux courts auront de grands dommages dans leurs connexions avec la plateforme avant même que les pieux longs aient développé leur résistance latérale totale (Lehman et al. 2009), comme c'est présenté sur la Figure 1.20.

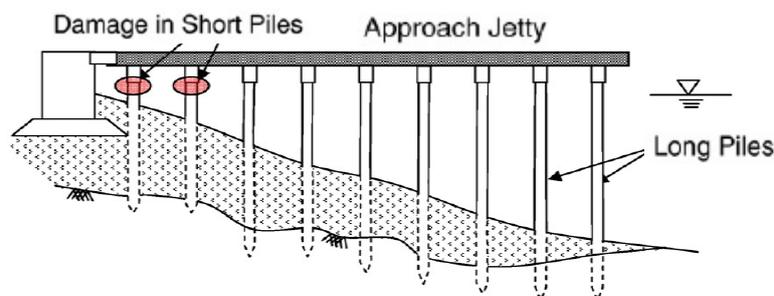


Figure 1.20. Dommages localisés dans les pieux courts (Mondal & Rai 2008).

Su et al. (2017) ont comparé les forces axiales que les pieux d'un quai avaient subies avant et après un chargement sismique (Figure 1.21.a et b). Le quai en question possède un pieu court (pieu E2). Les auteurs ont constaté que les déformations permanentes dans la partie supérieure de la pente, là où le pieu court est encastré, développent des forces de traction sur toute la longueur du pieu court. Cette situation exerce une compression supplémentaire sur les pieux de la même rangée, comme cela se voit aux sommets des pieux E1 et E3 de la Figure 1.21.b comparé à la Figure 1.21.c où tous les pieux du quai sont considérés avoir la même longueur (pas de pieu court).

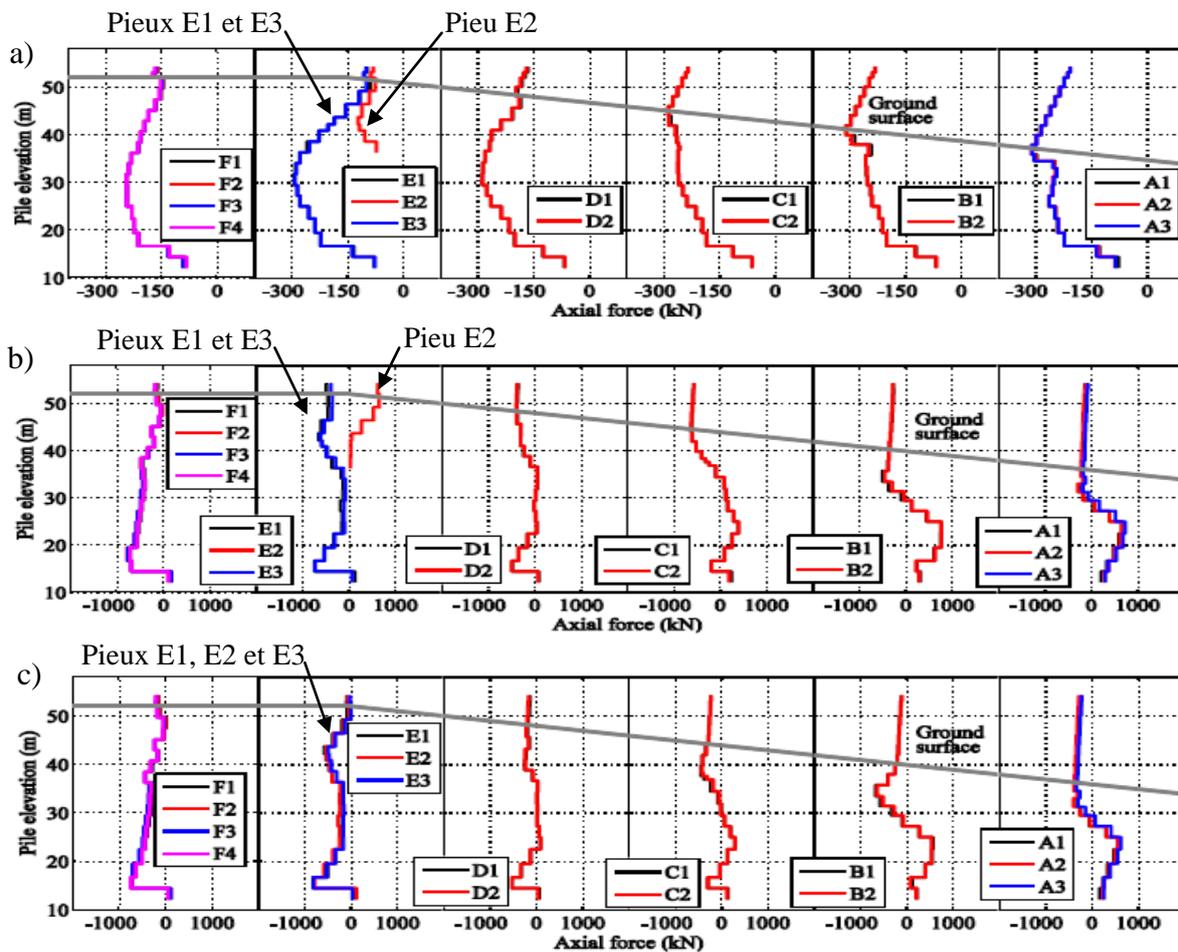


Figure 1.21. Forces axiales dans les pieux lors du déplacement maximal de la plateforme (figure adaptée de Su et al. (2017)) : a) avant le chargement sismique (le pieu E2 est court), b) après le chargement sismique (le pieu E2 est court), c) après le chargement sismique (le pieu E2 est long).

1.7.5. Réponse sismique des pieux partiellement fichés

Les pieux partiellement fichés dans le sol possèdent une longueur hors du sol qui est libre (L_u) (Figure 1.22.a). Cette partie libre des pieux se comporte comme un poteau et elle

est sujette au flambement (Senthil Kumar et al. 2007). Sur la Figure 1.22.b, le pieu est représenté par un poteau d'une longueur équivalente (L_e) encastré dans le sol. C'est le concept du cantilever équivalent qui est largement utilisé pour représenter le système sol-pieu (Nair et al. 1969; Chai 2002; Chiou & Chen 2007), notamment pour représenter des affouillements autour des pieux des ponts lorsqu'ils se produisent. Cela augmente la longueur non soutenue du pieu (Xu et al. 2016) et modifie les caractéristiques dynamiques de l'infrastructure. Ce concept a également été repris par Bhattacharya et al. (2004) pour les pieux dans le sol liquéfiable. En effet, lorsque le sol commence à se liquéfier et à perdre sa rigidité, les pieux se comportent comme une colonne non soutenue. Les pieux qui ont un rapport d'élanement élevé seront alors sujets à des instabilités sous les forces axiales, et des ruptures par flambement peuvent se produire.

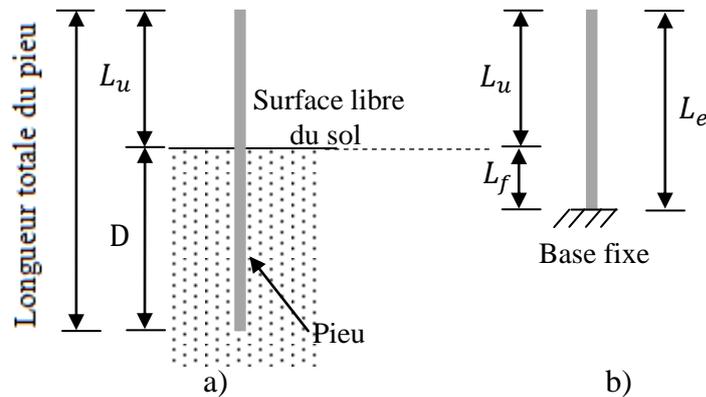


Figure 1.22. Pieu partiellement fiché dans le sol : a) représentation réelle du pieu, b) représentation du concept cantilever équivalent.

Davison et Robinson (1965) ont proposé une approche analytique pour déterminer la longueur équivalente du pieu (L_e). Elle est égale à la somme de la longueur de la partie libre du pieu (L_u) (*unsupported length*) et la longueur équivalente de la fiche (L_f) (*equivalent depth-of-fixity*). L_f est mesurée à partir de la surface libre du sol. Elle est donnée par les équations (1.8) et (1.9) :

$$L_f = 1,4 R \text{ lorsque } E_s = \text{constant} \quad (1.8)$$

$$L_f = 1,8 T \text{ lorsque } E_s = n_h x \quad (1.9)$$

PIANC (2001) a proposé deux approches simplifiées pour l'analyse du système pieux-plateforme (Figure 1.23.a) : la première consiste à supposer que la structure de quai est fondée sur une fondation de Winkler linéaire ou non linéaire (Chapitre 2, sous titre 2.3.1.1) comme

représenté sur la Figure 1.23.b ; quant à la seconde approche, elle utilise le concept du cantilever équivalent (Figure 1.23.c).

La longueur équivalente de la fiche vaut $1/\beta$ (MOT 1989), où le paramètre β est déterminé selon l'équation (1.10). k_s peut-être estimé par le nombre de coups (N) du pénétromètre standard « SPT » (*standard penetration test*) selon l'équation (1.11) (OCDI 2009). En présence d'une pente, la longueur équivalente de la fiche est mesurée à partir de la surface du sol virtuelle (*virtual ground surface*), qui est délimitée par une ligne imaginaire située à la moitié de l'angle d'inclinaison du sol.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_s D}{4 EI}} \quad (1.10)$$

$$k_s = 1500 N \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (1.11)$$

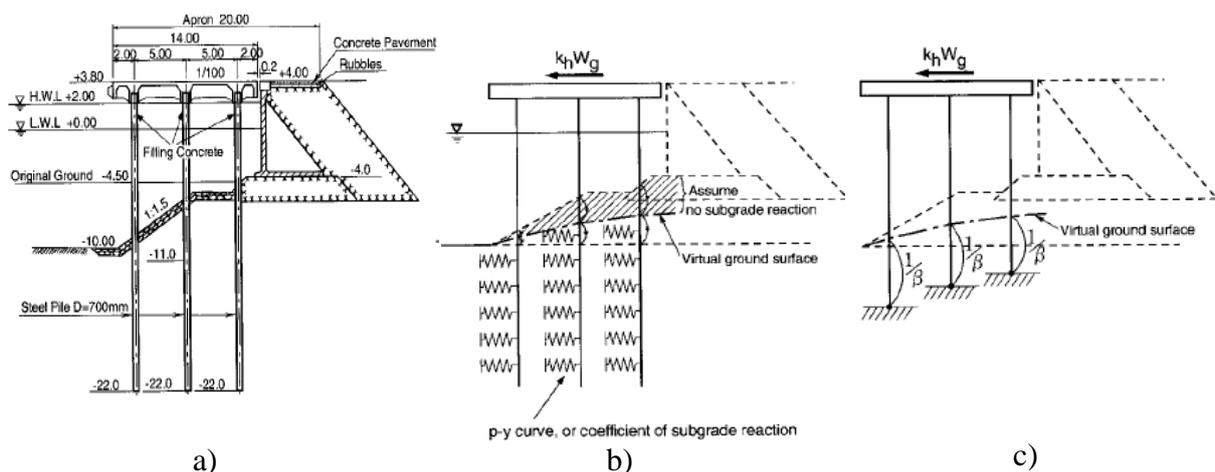


Figure 1.23. Représentation du système pieux-plateforme (PIANC 2001): a) section transversale du quai sur pieux, b) quai reposant sur une fondation de Winkler, c) quai avec une longueur équivalente.

Yun et Han (2018) et Yun et al. (2019b) ont trouvé qu'utiliser la longueur équivalente de la fiche du pieu peut donner de bons résultats pour l'analyse des pieux sous un chargement latéral statique, mais elle ne peut pas simuler de manière adéquate la réponse des pieux sous des charges sismiques. Ils ont conseillé l'utilisation de modèle représentant le sol par des ressorts pour assurer une conception sismique précise. Quant à Tran et al. (2020), ils ont constaté que le modèle cantilever équivalent peut être appliqué lors des analyses sismiques des groupes de pieux, cependant les résultats obtenus pour le pieu isolé restent incertains.

Généralement dans les quais, les pieux partiellement fichés dans le sol n'ont pas la même longueur de la partie libre, du fait qu'ils traversent une pente.

Iai (2001) a trouvé que le moment fléchissant maximal se produit à la tête des pieux au niveau de la rangée de pieux la plus proche du côté terre, car ces pieux ont la plus courte longueur non soutenue.

Mondal et Rai (2008) ont noté que si un quai est fondé sur deux pieux ayant les mêmes propriétés et que la longueur de la partie libre d'un des pieux est réduite de moitié, ce pieu-là sera huit fois plus rigide pour faire face aux charges latérales, et en conséquence il attirera une charge latérale plus grande par rapport à l'autre pieu (Figure 1.24). Les auteurs ont conseillé de prendre en compte la reprise des efforts par les pieux sachant que celle-ci varie selon la longueur libre du pieu. D'ailleurs, ils ont remarqué que les pieux qui ont été les plus touchés durant le séisme de Sumatra en 2004, qui s'est produit aux îles Andaman et Nicobar en Inde, étaient ceux qui avaient une longueur libre plus courte. Ils ont relié ces dommages à l'*effet poteau court*. Cet effet est très répandu dans les bâtiments ayant des poteaux courts c'est-à-dire que la longueur du poteau (l) est inférieure ou égale à 4 fois la largeur du poteau (b) (AFPS 2002; RPA 99/version 2003 (Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie 2003)).

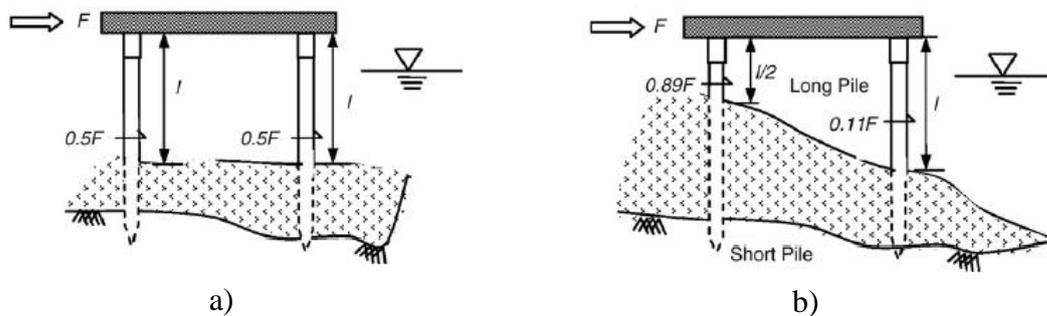


Figure 1.24. Schématisation des pieux partiellement fichés dans le sol (Mondal & Rai 2008) :
a) sol horizontal, b) sol en pente.

Lors de plusieurs simulations avec différents chargements sismiques effectués sur un quai fondé sur des pieux, Su et al. (2021) ont trouvé que les forces de cisaillement et le moment fléchissant du pieu ont tendance à diminuer avec l'augmentation de la longueur libre du pieu. Par conséquent, des dommages au sommet de pieu ayant une courte longueur libre sont très probables de se produire pendant le séisme.

1.8. Séquence de déformation préférée des quais sur pieux

De nos jours, « la conception basée sur la performance » est une procédure qui permet de représenter l'état du quai sur pieux après le séisme, de déterminer les niveaux de performance et d'évaluer les dégradations subies par le quai (Na et al. 2009; Chiou et al. 2011; Shafieezadeh 2011; Shah 2011; Amirabadi et al. 2012b; Thomopoulos & Lai 2012; Yang et al. 2012; Heidary-Torkamani et al. 2013a; Amirabadi et al. 2014; Heidary-Torkamani et al. 2014a; b; Banayan-Kermani et al. 2016; Galbraith et al. 2018, 2019; Soltani & Amirabadi 2019; Su et al. 2019; Zacchei et al. 2019; Shah 2020; Zacchei et al. 2020; Satyam & Priyadarsini 2021).

Bien que la modélisation structurelle soit très différente de la modélisation géotechnique, les différences entre les deux modélisations doivent être prises en compte pour reprendre d'une manière réaliste et efficace les problèmes d'interaction sol-structure (Roth & Dawson 2003; Roth et al. 2003; Burland 2012), même si dans ce travail de thèse, les analyses structurelles des quais sur pieux ne font pas l'objet principal.

Dans l'ouvrage PIANC (2001), la séquence préférée pour atteindre les états ultimes du quai sur pieux lors d'un séisme est présentée sur la Figure 1.25.

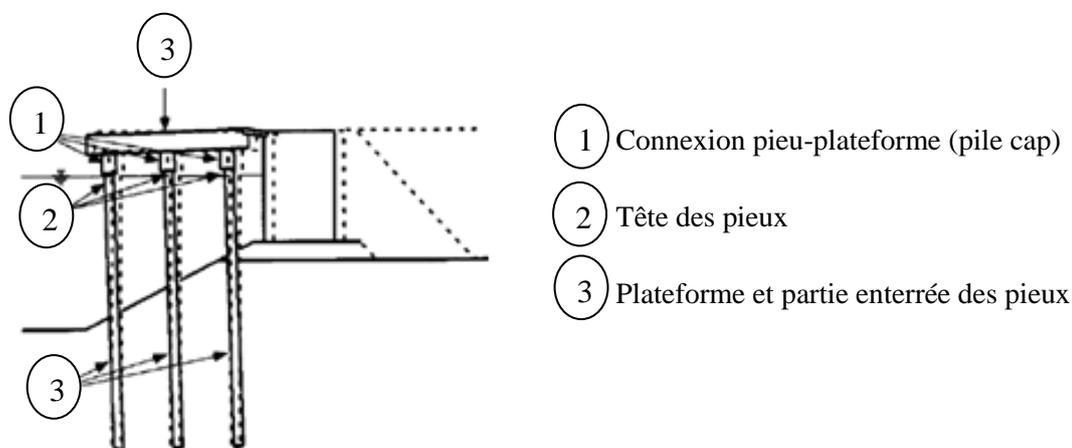


Figure 1.25. Séquence préférée pour atteindre les états ultimes pour un quai sur pieux (figure adaptée de PIANC (2001)).

L'ordre d'apparition des désordres dans les pieux d'une structure de quai typique a été également présenté en utilisant la méthode de la poussée progressive « *Pushover* » (Figure 1.26). Cette méthode consiste à soumettre la structure à un chargement incrémental latéral jusqu'à atteindre la rupture, comme présenté sur la Figure 1.26.b :

- Les premières déformations apparaissent au sommet du pieu qui se trouve près du côté terre du quai, qui est le pieu 3 (pile 3 sur la Figure 1.26.a). Ce pieu atteint sa limite

élastique avec un déplacement d_1 sous l'effort F_1 . Cet état est représenté sur la Figure 1.26.c comme étant l'état 1.

- Sous l'effort F_2 , le pieu 3 se déforme latéralement et atteint sa limite plastique avec un déplacement d_2 (pieu 3 dans l'état 2 de la Figure 1.26.c).
- Juste avant l'effort F_3 , le pieu 2 subit une déformation plastique à son sommet (pieu 2 sous l'état 2).

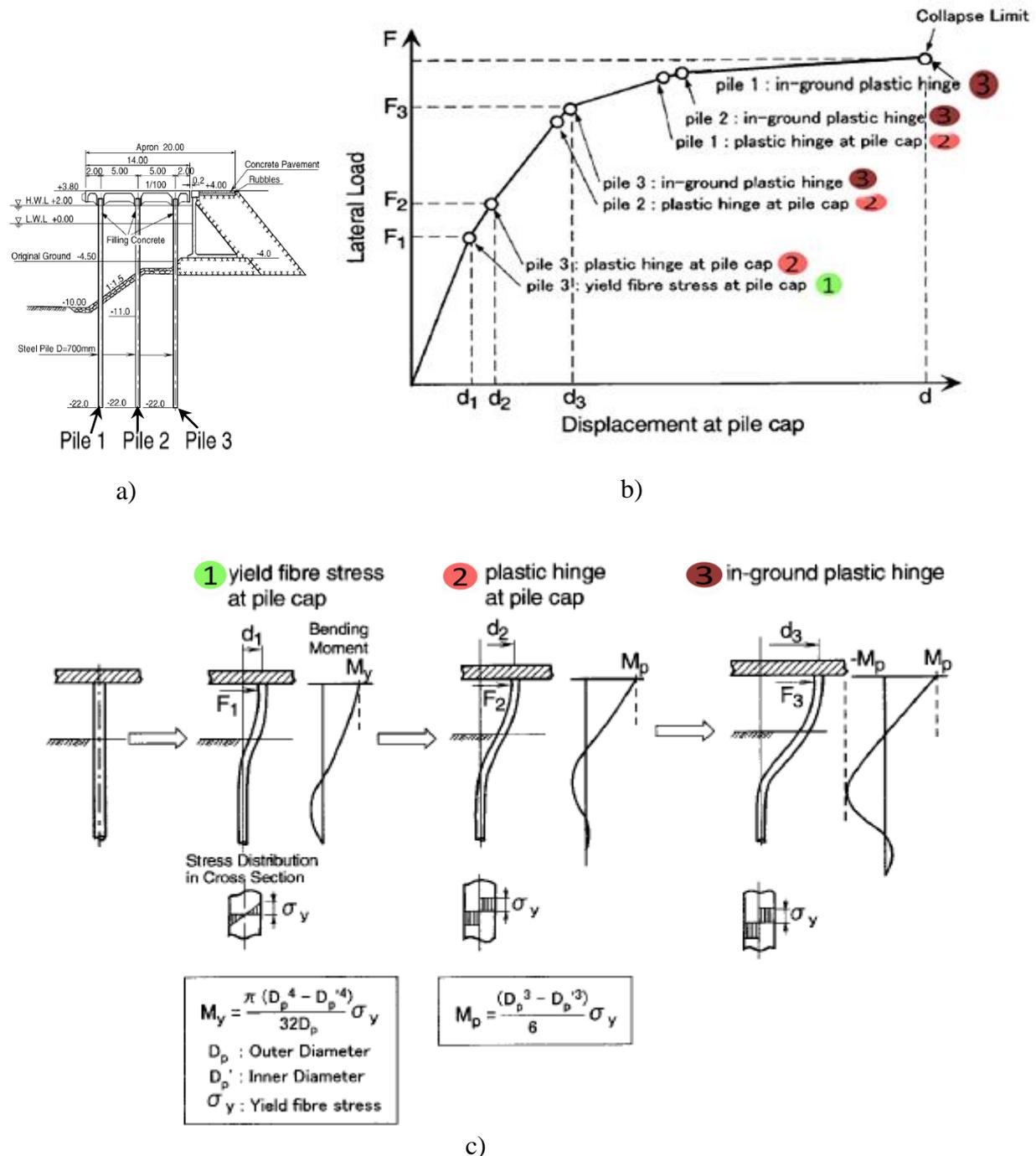


Figure 1.26. Analyse sismique d'un quai sur pieux par la méthode Pushover (figure adaptée de PIANC (2001)) : a) représentation du quai sur pieux, b) courbe charge-déplacement, c) variation du moment fléchissant des pieux (états 1, 2 et 3).

- Sous F_3 : Le pieu 3 se déplace d'une valeur d_3 et par conséquent l'apparition de la première rotule plastique dans le sol (pieu 3 dans l'état 3).
- Avec l'augmentation de l'effort latéral F , le pieu 1 subit une déformation plastique à son sommet (pieu 1 dans l'état 2), suivie de rotule plastique dans le sol pour le pieu 2 (pieu 2 dans l'état 3).
- En augmentant encore le chargement, une rotule plastique apparaît dans le sol pour le pieu 1. Le pieu 1 est ainsi dans l'état 3. Tous les pieux ont atteint leur plasticité (état 3) et par conséquent le quai a atteint aussi sa limite de rupture.

Memari et al. (2011) ont analysé le rôle des pieux inclinés dans l'apparition des dommages. Ils ont pris en considération trois types de quai (Figure 1.27) : le premier type de quai est constitué uniquement de pieux verticaux, le second type est fondé sur des pieux verticaux et des pieux inclinés, et le troisième type est fondé sur des pieux verticaux et des pieux inclinés équipés d'un système de retenue sacrificiel aussi appelé fusible (*fuse*). Ce système dissipe l'énergie sismique et minimise les déplacements sous les charges de service.

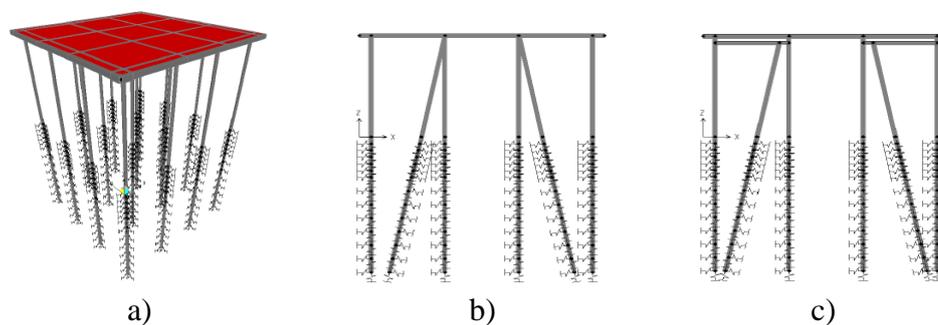


Figure 1.27. Configurations de quai étudiées par Memari et al. (2011) : a) type 1, b) type 2, c) type 3.

A noter que ce dernier type n'a pas de connexion directe entre les pieux inclinés et la plateforme, et que le pieu vertical et le pieu incliné sont reliés par une poutre de liaison entre leurs deux têtes. Ce schéma considéré plus pratique est inspiré de celui proposé par Razavi et al. (2007), voir la Figure 1.28.

Les auteurs ont constaté que le premier groupe de rotules plastiques apparaissait aux sommets des pieux verticaux pour le premier type de quai, dans les poutres de la plateforme pour le second type et dans les fusibles pour le troisième type. Les auteurs ont affirmé qu'il est plus facile de remplacer les fusibles du dernier type de quai que de remplacer ou d'apporter des réparations dans d'autres éléments du quai. En effet, les réparations sont d'une

grande difficulté quand il s'agit des poutres de la plateforme et des parties enterrées des pieux, et la difficulté est considérée comme moyenne quand les réparations concernent la tête des pieux.

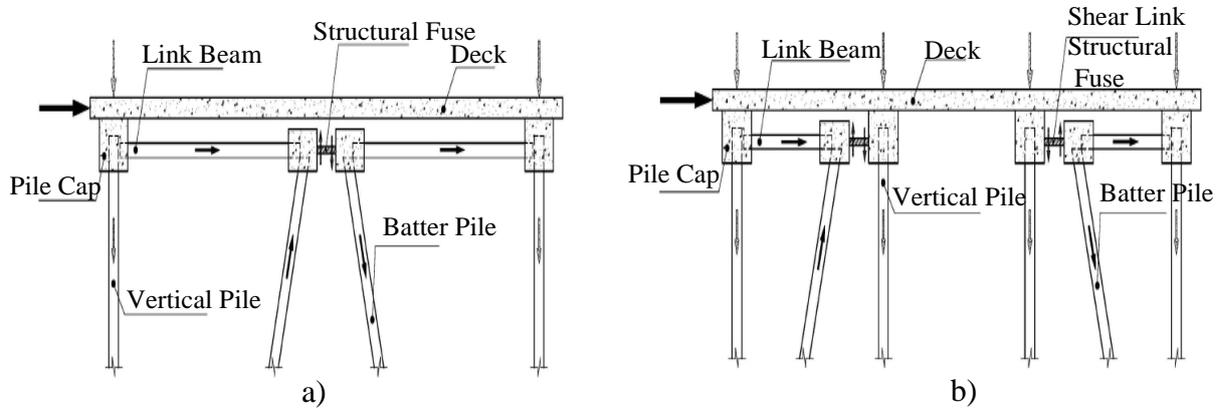


Figure 1.28. a) Schéma adopté par Razavi et al. (2007), b) schéma adopté par Memari et al. (2011). Figure adaptée de Memari et al. (2011).

Li et al. (2015) ont comparé les dommages et le processus de rupture de deux types de quai identiques : l'un avec uniquement des pieux verticaux et l'autre avec des pieux verticaux et des pieux inclinés, soumis à une accélération sismique élevée (PGA de 1000 Gal \approx 1,02 g). Ils ont trouvé que les dommages plastiques arrivent plus tardivement dans le quai sur pieux verticaux, dû au fait qu'il développe une grande capacité à absorber et à dissiper de l'énergie contrairement à l'autre type de quai.

En ce qui concerne les pieux courts, Lehman et al. (2009) ont constaté qu'ils subissaient des dommages significatifs dans leurs connexions avec la plateforme avant même que les pieux longs aient atteint la totalité de leur résistance latérale.

1.9. Conclusion

Les dommages observés sur les quais sur pieux lors d'un séisme peuvent être la cause de diverses raisons :

- Des raisons structurelles : Défaut de conception, erreurs lors de la construction, mouvement latéral excessif entre les blocs de quai, effet poteau court, pieu avec une courte longueur libre, l'influence de la charge axiale sur les pieux chargés latéralement (l'effet P-delta), mauvaise connexion pieu-plateforme en particulier pour les pieux inclinés, manque d'entretien, etc.

- Des raisons géotechniques : Instabilité de la pente, perte de la résistance du sol due à la liquéfaction, poussées exercées par le mur de soutènement et écoulement latéral du sol.

Par conséquent, le comportement sismique des quais sur pieux est très complexe. Il est fortement influencé par un phénomène qui dépend de la réponse de trois composantes principales : la superstructure, les fondations (les pieux) et le sol. Ce phénomène est appelé « *Interaction Dynamique Sol-Pieux-Superstructure (IDSPS)* ». Le terme le plus fréquemment utilisé dans la littérature est l'*interaction sol-structure (ISS)*.

Vue le rôle important que détient cette interaction sur la réponse des quais sur pieux, un intérêt particulier doit être mis à son analyse.

Chapitre 2. Analyse de l'interaction sol - structure

2.1. Introduction

Généralement en génie civil, pour faciliter l'étude sismique des structures courantes, ces dernières sont considérées comme fondées directement sur un substratum rocheux. D'où l'hypothèse d'un encastrement parfait des fondations. Ainsi, la réponse sismique de la structure dépend seulement des propriétés de cette structure (Wolf 1985). Dans la réalité, la plupart des structures ne sont pas fondées sur un substratum rocheux. Par conséquent, les propriétés du sol ne sont pas prises en compte et cela entraîne une approximation dans le calcul de la réponse sismique de ces structures.

Les observations post-sismiques présentées dans le chapitre précédent, montrent que la réponse sismique des quais sur pieux est liée à *l'interaction sol-structure (ISS)*. Pour comprendre cette interaction, une description de ses composantes et les diverses méthodes de son analyse sont données dans ce chapitre. Les différents essais expérimentaux et quelques travaux numériques qui traitent sur le comportement des quais sur pieux sont également présentés.

2.2. Composantes de l'interaction sol-structure

Lors d'un séisme, les ondes sismiques se propageant dans le sol. Les accélérations enregistrées à la surface du sol en absence de toute construction donnent les accélérogrammes du sol en champ libre. Il faut savoir que la réponse d'un massif de sol par rapport à un autre est différente selon leurs propriétés. En présence d'une structure, deux phénomènes apparaissent simultanément (Figure 2.1) :

2.2.1. Interaction cinématique

La propagation des ondes sismiques produit un mouvement de sol qui sollicite les pieux, principalement dans le sens horizontal. Les pieux sont forcés de suivre le mouvement imposé du sol, tentent de résister par leurs caractéristiques dynamiques (rigidité et capacité). Cet effet est appelé *interaction cinématique*, ou *interaction sol-pieux*. Il est défini comme étant la différence de rigidité entre le sol en champ libre et les pieux en absence de la superstructure.

Cette différence induit des modifications de la réponse du sol dans le voisinage des pieux. Elle peut être considérée comme un filtrage, car toute l'énergie incidente ne se transmet pas à la superstructure mais s'effectue par l'intermédiaire d'efforts significatifs dans les pieux.

2.2.2. Interaction inertielle

Lors de l'interaction inertielle, le mouvement des pieux induit des vibrations dans la superstructure. La superstructure tente de maintenir son équilibre et génère des forces d'inertie qui provoquent des efforts dynamiques. Ces efforts seront transmis aux pieux et puis au sol.

Lors d'un chargement sismique, en considérant un massif de sol semi-infini, l'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée par deux types d'amortissement (Villaverde 2009) : *L'amortissement hystérétique (matériel)* qui est dû aux non-linéarités présentes dans le sol et dans la fondation, et *l'amortissement radiatif (géométrique)* qui caractérise le rayonnement à l'infini des ondes sismiques transmises au sol par la structure.

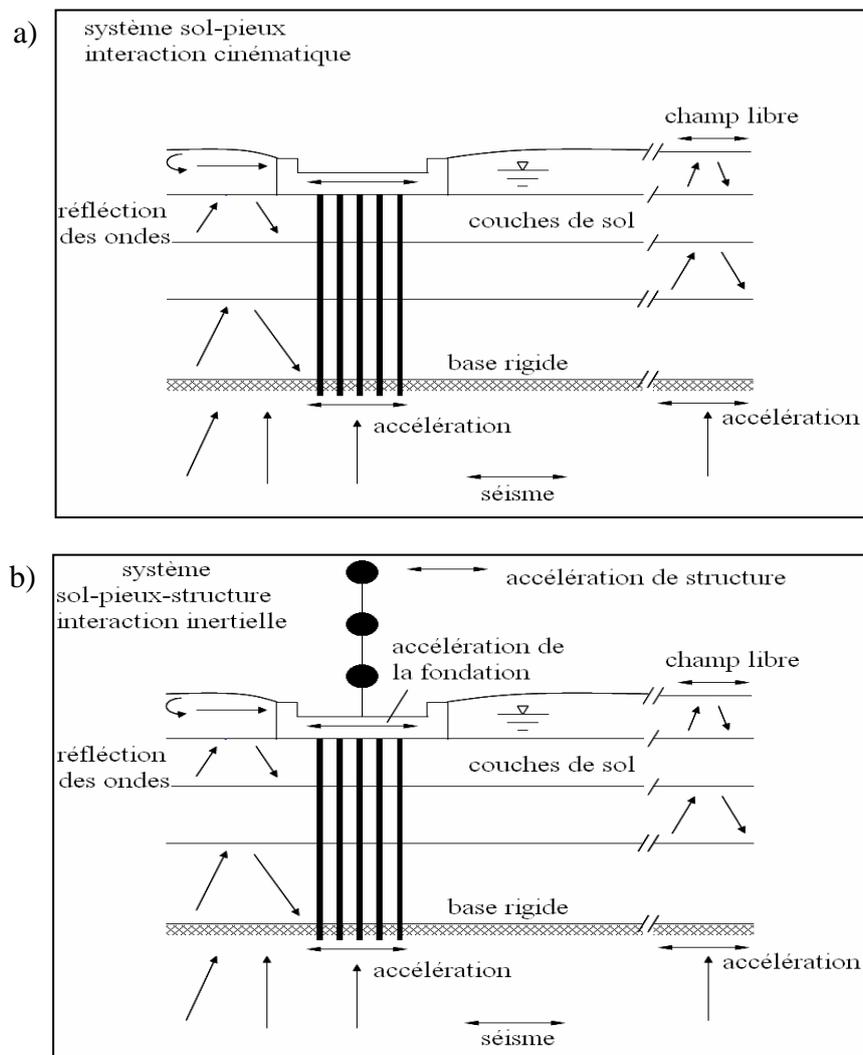


Figure 2.1. Schématisation du problème de l'interaction sol-structure (figure adaptée de Gazetas et Mylonakis (1998)) : a) interaction cinématique sol-pieux, b) interaction inertielle sol-pieux-structure.

2.3. Méthodes d'analyse de l'interaction dynamique sol-structure

Il existe différentes méthodes pour la prise en compte de l'interaction dynamique sol-structure. Elles peuvent être classées comme suit : les méthodes analytiques, les méthodes globales, les méthodes des sous-structures et les méthodes hybrides. Elles ont été présentées et décrites dans plusieurs ouvrages, comme dans Pecker (1984), Kramer (1996), Brûlé et Cuiria (2018), etc. Une brève description de ces méthodes est donnée ci-dessous :

2.3.1. Méthodes analytiques

Diverses méthodes analytiques ont été développées pour prédire la réponse du système sol-pieu soumis à un chargement dynamique. Elles sont classées en deux catégories, à savoir les approches basées sur le principe de Winkler et la méthode du continuum élastique.

2.3.1.1. Approches basées sur le principe de Winkler

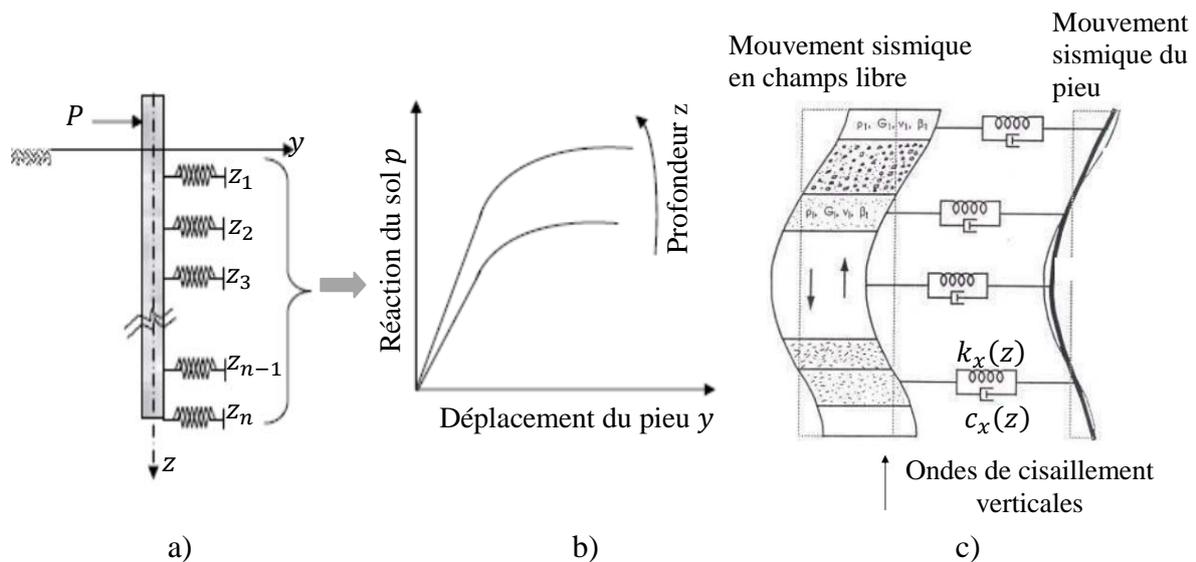
L'approche proposée par Winkler (1867) représente le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes. Chaque tranche est considérée par un ressort horizontal sur lequel s'appuie une poutre qui représente la fondation en pieu (Figure 2.2.a).

Lors d'un chargement horizontal (P), la réaction latérale du sol (p) est liée à la déflexion du pieu (y) par le coefficient de réaction du sol (k_S) (équation (2.1)) :

$$p = k_S \cdot y \quad (2.1)$$

Cette relation est matérialisée par *les courbes de réaction* ($p - y$) comme indiqué sur la Figure 2.2.b. Ces courbes sont généralement non linéaires. L'équation (2.1) peut aussi s'exprimer en fonction du module de réaction du sol (E_S) qui a déjà été vu à l'équation (1.2) du Chapitre 1 : $E_S = k_S \cdot D$, avec D étant le diamètre du pieu.

Attribuer une valeur au module de réaction est la difficulté principale de la méthode, car il dépend de nombreux paramètres comme la rigidité du pieu, le chargement et la nature du sol. De nombreux chercheurs se sont penchés sur ce problème. Matlock (1970) et Reese et Welch (1975) ont travaillé sur la détermination des courbes $p - y$ pour les sols argileux. Cox et al. (1974) et Reese et al. (1974) pour les sols sableux. Kubo (1965), Awoshika (1971) et Zhang et al. (1999) dans le cas des pieux inclinés. Hadjadjji (1993) a présenté les formulations publiées dans la littérature. Il faut être prudent lors de la déduction des courbes $p - y$ quand des essais expérimentaux n'ont pas été effectués, car une petite erreur peut conduire à des résultats imprécis (Chen & Duan 2014).



L'approche présentée dans le modèle de Winkler était initialement conçue pour des analyses en statique, puis elle a été étendue aux problèmes dynamiques (Penzien 1970). Plusieurs auteurs ont apporté progressivement leur contribution à cette approche. Ils introduisent le concept de poutre sur ressorts non linéaires (Figure 2.2.c), connu sous le nom en anglais de «*Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF)*». Diverses variantes de ressorts et d'amortisseurs ont été introduites dans le but d'améliorer la performance des modèles en se rapprochant du comportement réel (Matlock et al. 1978; Makris & Gazetas 1992; Nogami et al. 1992; El Naggar & Novak 1995, 1996; etc.).

Wang et al. (1998) ont comparé plusieurs configurations d'assemblage de ressorts non linéaires et d'amortisseurs en parallèle et en série, afin de représenter l'amortissement radiatif dans les modèles BNWF des pieux soumis à un chargement sismique. Boulanger et al. (1999) ont développé un modèle BNWF en utilisant des ressorts en série, avec des amortisseurs représentant l'amortissement radiatif pour l'analyse des pieux sous chargement sismique. Ils ont comparé les résultats obtenus avec des essais expérimentaux en centrifugeuse effectués par Wilson et al. (1997). La réponse calculée était en bonne concordance avec celle mesurée. El Naggar et Bentley (2000) ont introduit des courbes $p - y$ dynamiques pour l'analyse de la réponse latérale des pieux.

Plusieurs d'autres travaux basés sur la poutre sur des ressorts non linéaires (BNWF) ont été effectuées, exemples : Pender (1993), Mylonakis (2001), El Naggar et al. (2005), Anoyatis et al. (2013), Kampitsis et al. (2013), Chidichimo et al. (2014), Di Laora et Rovithis (2015), Anoyatis et Lemnitzer (2017), Taghavi et al. (2017), etc.

Les approches basées sur le principe de Winkler montrent des limitations pour l'analyse dynamique des groupes de pieux. Selon Juran et al. (2001), elles engendrent un effet de groupe négatif qui est contraire aux résultats expérimentaux obtenus. Le principe de Winkler ne tient pas compte de l'interaction entre les ressorts de sol, étant donné que les couches de sol sont représentées par des ressorts indépendants. L'exactitude des résultats de ces approches peut être inférieure comparée à l'analyse par les éléments finis, mais elles restent largement utilisées parce qu'elles sont simples et nécessitent moins de coûts informatiques (Suhail et al. 2018).

2.3.1.2. Méthode du continuum élastique

La méthode du continuum élastique considère le sol comme un milieu continu homogène, semi-infini, isotrope et élastique. Boussinesq (1885) a été parmi les premiers à analyser le sol comme un massif homogène et élastique, soumis à une force normale. La masse de sol est supposée se composer de petites particules reliées par des forces intergranulaires. Dans cette approche, le sol est rendu moins complexe car il est caractérisé par deux paramètres : le module élastique du sol et le coefficient de Poisson (ν).

La prise en compte de l'interaction entre les pieux peut être déterminée sur la base de la solution de Mindlin (1936) qui permet de déterminer les déplacements causés par une force ponctuelle à l'intérieur d'un massif semi-infini. Tajimi (1969) a utilisé la théorie du continuum élastique pour décrire l'interaction dynamique sol-pieux. Dans la réalité, les sols ne sont pas tous homogènes et le module de Young ainsi que le coefficient de poisson changent avec la profondeur. De ce fait, l'exactitude de la méthode du continuum élastique dépend fortement de l'évaluation des paramètres élastiques du sol (Boulanger et al. 1999). En plus, le sol possède un comportement non linéaire qui influe significativement sur la réponse des pieux. Un des inconvénients principaux de cette approche est la difficulté d'incorporer directement la non-linéarité du sol (Dehghanpoor et al. 2017). Plusieurs chercheurs ont travaillé là-dessus pour réduire les limitations de cette méthode : Poulos (1971a; b), Novak (1974), Nogami et Novak (1977), Novak et Nogami (1977), Banerjee et Davies (1978), Poulos et Davis (1980), Randolph (1981), Gazetas (1991), Chau et Yang (2005), Basu et al. (2009), Anoyatis (2013), Latini et al. (2015), Anoyatis et al. (2016), etc.

2.3.2. Méthode globale (directe)

La méthode globale, ou appelée aussi *la méthode directe*, consiste à résoudre le problème d'interaction sol-structure en une seule étape pour l'ensemble du système sol-fondation-structure (système global). Il est alors possible d'introduire dans le modèle toutes

les caractéristiques géométriques du problème, ainsi que les lois de comportement pour prendre en considération les non-linéarités du sol et de la structure.

L'équation dynamique régissant le comportement du système global est présentée dans l'équation (2.2) (Kramer 1996) :

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} = -[M] \{\ddot{U}_g\} \quad (2.2)$$

Où les matrices $[M]$, $[C]$ et $[K]$ désignent respectivement la masse, l'amortissement et la rigidité du système global. $\{U\}$ est le vecteur des déplacements. Les dérivées temporelles $\{\dot{U}\}$ et $\{\ddot{U}\}$ sont respectivement les accélérations et les vitesses. $\{\ddot{U}_g\}$ est l'accélération sismique.

Le modèle numérique se base sur la discrétisation de la structure et du sol. Cette méthode permet de prendre en compte le comportement non linéaire du sol et de la structure, et de traiter les conditions de contact à l'interface sol-structure et la condition de radiation et de dissipation d'énergie.

L'analyse de l'interaction sol-structure par la méthode directe a été utilisée dans plusieurs études telles que : Lu et al. (2005), Chau et al. (2009), Hokmabadi et al. (2014), Van Nguyen et al. (2017), etc.

Hokmabadi et al. (2014) ont mis en évidence l'importance de prendre en compte l'interaction dynamique sol-structure. Ils ont effectué une série d'essais en table vibrante et une analyse numérique avec le programme FLAC3D (Itasca 2009) en adoptant la méthode directe. L'étude a été réalisée sur trois cas. Le premier cas considère une structure de quinze étages avec une base fixe, et donc l'interaction sol-structure est exclue. Dans le second cas, la même structure est fondée sur une fondation superficielle ; quant au dernier cas, la structure est soutenue par un groupe de pieux 4x4. Les auteurs ont observé que la déformation latérale de la structure fondée sur les pieux a amplifié par rapport au modèle du premier cas, c'est-à-dire de la base fixe : de 34% dans l'essai expérimental et de 27% dans l'analyse numérique en 3D. Cette amplification devient plus importante pour la structure sur une fondation superficielle, elle est de 55% dans l'essai expérimental et de 59% dans l'analyse numérique en 3D.

La méthode directe requiert une bonne connaissance des lois de comportement des matériaux. Les frontières du modèle doivent être placées assez loin de la structure afin d'atténuer les ondes réfléchies avant qu'elles puissent l'impacter. Il est nécessaire d'ajouter

des frontières absorbantes aux limites du modèle pour prendre en considération l'amortissement radiatif. La complexité des modèles, le volume de sol à modéliser et la finesse du maillage engendrent des temps de calcul importants (Pecker 1984). Le coût du calcul augmente aussi en modélisation tridimensionnelle du problème d'interaction, que ce soit en éléments finis ou en différences finies (Dehghanpoor et al. 2021).

2.3.3. Méthode des sous-structures

Cette méthode se base sur le principe de superposition de Kausel (Kausel et al. 1978). Son but est de découpler les deux mécanismes de l'interaction sol-structure, à savoir l'interaction cinématique et l'interaction inertielle, et de les analyser séparément. Ensuite, les deux solutions sont superposées pour aboutir à la solution globale du système. Par conséquent, la résolution du système global est décomposée en plusieurs étapes successives, plus simples à résoudre que le problème global en lui-même (Kausel et al. 1978; Pecker 1984).

Les équations d'équilibre de chaque sous système sont déterminées en imposant des conditions de compatibilité à l'interface (continuité des déplacements et des contraintes). Cette procédure passe par trois étapes successives :

Étape 1 : Détermination du mouvement appliqué à la fondation

Cette étape concerne l'interaction cinématique. Elle considère uniquement le système (sol + fondation rigide sans masse) en absence de la superstructure.

La sollicitation sismique est appliquée à la base de ce système pour déterminer l'accélération à laquelle sera soumise la fondation. En effet, c'est le calcul de l'interaction cinématique.

Étape 2 : Calcul des impédances dynamiques des fondations

Cette étape consiste à remplacer le système sol-fondation par des éléments : ressorts et amortisseurs. Les impédances dynamiques caractérisent l'effort résultant sur la fondation sans masse lorsqu'elle est soumise à une sollicitation de type harmonique d'amplitude unitaire, caractérisée par une pulsation ω . Les impédances dynamiques sont assemblées dans la matrice d'impédance $[K^*]$. La fonction impédance est une fonction complexe (équation (2.3)): la partie réelle de l'impédance représente la rigidité $[K]$ tandis que la partie imaginaire représente l'amortissement $[C]$.

$$[K^*] = [K] + i\omega[C] \quad (2.3)$$

Etape 3 : Superposition

Cette dernière étape est réservée au calcul de la réponse dynamique de la structure reliée aux impédances calculées dans la deuxième étape et soumise à la sollicitation trouvée dans la première étape.

La méthode des sous-structures permet de réduire la taille du problème et elle est beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toutefois, le fait d'utiliser le principe de superposition qui exige l'hypothèse d'un sol linéaire et d'un comportement linéaire de la structure, restreint le domaine de son application qu'à l'étude des cas linéaires. Par conséquent, cette méthode devient inappropriée aux problèmes d'interaction qui tiennent compte du comportement non linéaire des matériaux.

La méthode des sous-structures a été utilisée par plusieurs chercheurs (Mylonakis et al. 1997; Zhang & Makris 2002; Rahmani et al. 2015; etc.).

Gazetas (1991) et Mylonakis et al. (2006) ont présenté des méthodes pour évaluer les impédances dynamiques pour différentes configurations de fondations.

Makris et al. (1996) ont utilisé la méthode des sous-structures pour analyser l'interaction sol-pieux-superstructure du pont de Rio Dell (Californie) qui a été soumis au séisme de Petrolia en 1992. Les auteurs ont mis en avant l'importance de la prise en compte de l'impédance des pieux en fonction de la fréquence et de considérer la dissipation d'énergie à travers la fondation. Ils concluent que pour des fortes excitations comme le séisme de Petrolia, l'analyse du pont nécessite un modèle non linéaire plus représentatif de la réalité.

Maeso et al. (2005) ont calculé les impédances dynamiques verticale et latérale d'un groupe de pieux 2x2. Ils ont validé leurs résultats aux travaux existants dans la littérature. Ils ont également considéré la perméabilité du sol et le contact pieu-sol lors de conditions hydrauliques différentes.

Messioud et al. (2011) ont présenté un modèle tridimensionnel en éléments finis pour analyser la réponse dynamique de l'interaction sol-pieux-dalle par la méthode des sous-structures. Les auteurs ont proposé le calcul d'impédance dynamique du groupe de pieux en fonction de la fréquence adimensionnelle et ils ont permis de valider leurs résultats à ceux de Padrón et al. (2007). Cette manière de procéder a été aussi utilisée pour analyser l'impédance dynamique dans le cas de renforcement du sol par des inclusions rigides (pieux) (Messioud et al. 2016).

2.3.4. Méthodes hybrides

2.3.4.1. Définition de la méthode

Les méthodes hybrides utilisent une combinaison entre la méthode globale et la méthode des sous-structures, en considérant les avantages de chacune. Comme illustré à la Figure 2.3, les méthodes hybrides consistent à diviser le système en deux sous-domaines distincts :

- **Le champ proche** : Il est considéré avoir un comportement non linéaire. Ce champ peut être traité par une méthode directe.
- **Le champ lointain** : Il est suffisamment loin de la fondation. Il est considéré comme linéaire. Son comportement peut être déterminé par les impédances dynamiques.

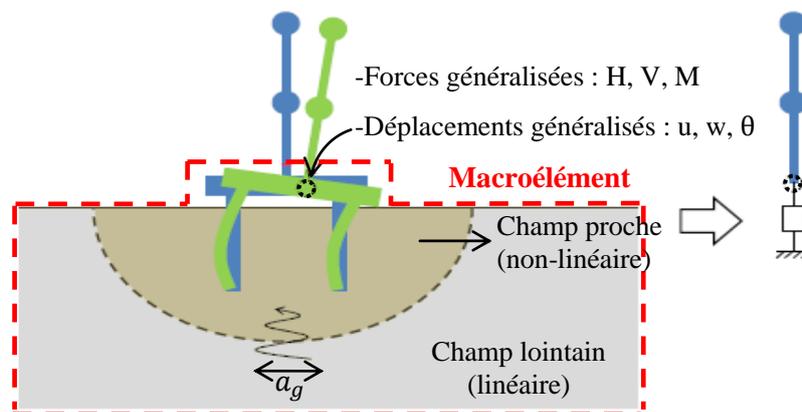


Figure 2.3. Concept du macroélément pour les fondations profondes (figure adaptée de Pérez-Herreros et al. (2018)).

La modélisation du champ proche devient coûteuse lorsque le comportement est fortement non linéaire (comme de fortes inclinaisons de charges, mauvaises propriétés du sol, séisme de haute amplitude) ou bien dans le cas d'une modélisation tridimensionnelle. A ce moment-là, le concept du macroélément devient une alternative intéressante pour résoudre le problème.

2.3.4.2. Concept de macroélément

En géotechnique, le concept de macroélément a été initialement introduit par Nova et Montrasio (1991) pour étudier le tassement des fondations superficielles dans le sable.

Pérez-Herreros et al. (2018) ont décrit le macroélément comme un élément discret de liaison dont le comportement est non linéaire. Il est placé à la base de la superstructure et

permet de substituer en totalité ou en partie le sol et la fondation (Figure 2.3). La loi de son comportement non linéaire est établie d'une manière globale, en travaillant en termes de variables généralisées (forces et déplacements). Cette approche ajoute un apport nouveau, car elle permet de prendre en considération les non-linéarités, que ce soient les non-linéarités matérielles comme la plasticité du sol ou les non-linéarités géométriques comme le décollement éventuel de la fondation. Elle permet aussi de considérer le couplage entre les degrés de liberté. Les couplages dynamiques (linéaires et non linéaires) sont établis à l'échelle macroscopique dans plusieurs directions entre la superstructure, le sol et la fondation. Cette approche réduit le coût du calcul et facilite son utilisation pour les vérifications d'ingénierie comme dans les cas de la portance, les tassements et les déformations permanentes des fondations (Abboud 2017).

Le concept de macroélément a vu une large utilisation dans les fondations superficielles, d'ailleurs Chatzigogos et al. (2009) ont donné une description des travaux réalisés sur ces fondations en utilisant ce concept depuis 1991 (Nova & Montrasio 1991) jusqu'à 2009. D'autres travaux ont suivi : Grange et al. (2009), Salciarini et Tamagnini (2009), Abboud (2017), Huynh et al. (2020), etc. Pour les fondations profondes sur pieux, des macroéléments ont été développés pour relier chaque nœud du pieu au nœud correspondant dans le sol du champ lointain (Tacıroglu et al. 2006; Correia 2011; Li 2014; Li et al. 2016; Pérez-Herreros et al. 2019).

Le macroélément proposé par Varun (2010) capture efficacement la réponse des pieux dans les sols pulvérulents lorsqu'ils sont soumis à un chargement latéral cyclique. Il prend aussi en considération la génération des pressions interstitielles dans les sols liquéfiables.

Quelques auteurs ont modélisé l'interaction sol-pieu en utilisant le macroélément de Varun (Varun 2010) dans leurs travaux sur l'étude dynamique des quais sur pieux, comme : Shafieezadeh (2011), Ivey et al. (2011), Thomopoulos et Lai (2012), Panagiotidou et al. (2015), Vytiniotis et al. (2019), etc.

2.4. Analyse de l'interaction sol - structure dans les quais sur pieux par des moyens expérimentaux

Ces dernières années, les essais expérimentaux en géotechnique ont connu une expansion rapide qui s'explique par le progrès technologique observé dans les domaines de l'électronique, de l'informatique et de la mécanique (Garnier 2001). Ces essais permettent de reproduire à volonté un phénomène physique que l'on souhaite étudier.

L'état de l'art des différents travaux expérimentaux qui traitent sur le comportement dynamique des quais sur pieux est exposé ci-dessous.

2.4.1. Essais sur table vibrante

Comme vue dans les observations post-sismiques du Chapitre 1, le quai de Takahama Wharf a souffert de sévères dommages lors du séisme de Hyogo-ken Nambu en 1995. Iai et Sugano (1999) et Hwang et al. (2001) ont étudié sur une table vibrante le comportement dynamique des quais gravitaires et des quais sur pieux (Figure 2.4.a). Les déformations du modèle physique du quai de Takahama Wharf obtenues par Iai et Sugano (1999) sont présentées sur la Figure 2.4.b. Hwang et al. (2001) ont trouvé que les déplacements de la plateforme mesurés dans le modèle valaient approximativement deux tiers de ceux du prototype. Les auteurs expliquent cela par le fait que la rigidité des pieux n'était pas bien considérée dans l'essai. Les flambements qui ont été observés sur le prototype coïncident avec les endroits des moments fléchissants maximaux qui se sont développés aux interfaces des deux couches de sable et de gravier dense.

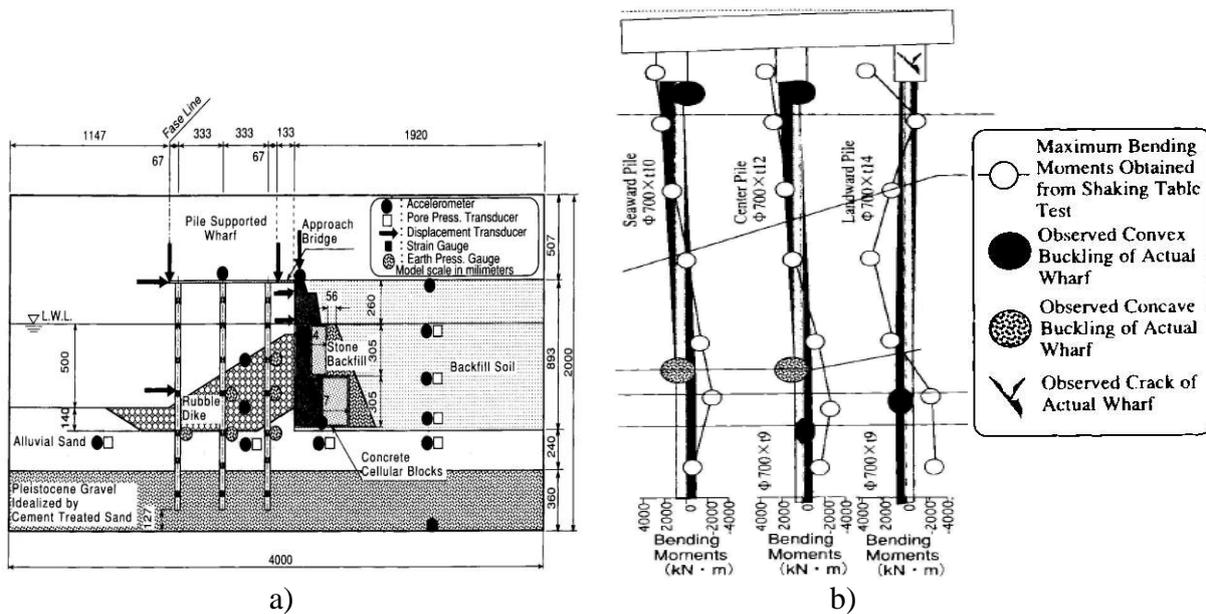


Figure 2.4. a) Essai sur table vibrante 1 g, b) déformations du quai et représentation des moments fléchissants des pieux. Figure adaptée de Iai et Sugan (1999).

Song et al. (2018) ont également effectué des essais sur une table vibrante pour étudier la réponse dynamique et les modes de rupture des quais fondés sur différents types de pieux. Ils ont constaté que le mouvement du sol en champ lointain a une grande influence sur la structure de quai sur pieux verticaux ; quant à la structure sur pieux inclinés, elle est plus sensible au mouvement du sol en champs proche. Sous le séisme, le modèle avec des pieux verticaux n'a pas subi de dommages significatifs, contrairement au modèle avec des pieux

inclinés où des ruptures au sommet des pieux et des déformations au niveau de la couche de sol argileuse ont été observées. Les auteurs ont suggéré l'utilisation des pieux inclinés dans les quais uniquement lorsque l'accélération maximale du sol est inférieure à 400 Gal ($\approx 0,4 g$).

2.4.2. Essais en centrifugeuse

Les essais sur modèles réduits centrifugés de quai sur pieux sous chargement dynamique ont connu une grande utilisation. Ci-dessous, sont présentés les travaux existant dans la littérature. Ils sont classés en fonction de l'institution qui possède la centrifugeuse géotechnique, car la plupart de ces travaux se complètent les uns avec les autres.

2.4.2.1. Essais réalisés à l'institut Tokyo Tech (Tokyo, Japon)

Dans le but de comprendre le mécanisme de rupture des pieux, l'effet de la liquéfaction sur les déformations permanentes du quai, et l'interaction dynamique entre la plateforme et l'ouvrage gravitaire en caissons qui sont reliés tous les deux par un pont, Takemura et al. (1998) et Takahashi et al. (1998a; b, 1999a; b) ont effectué des essais en centrifugeuse représentant le quai de Takahama Wharf (Figure 2.5.a). Ces essais ont été réalisés à l'Institut de Technologie de Tokyo (*Tokyo Institute of Technology* « Tokyo Tech »), Japon.

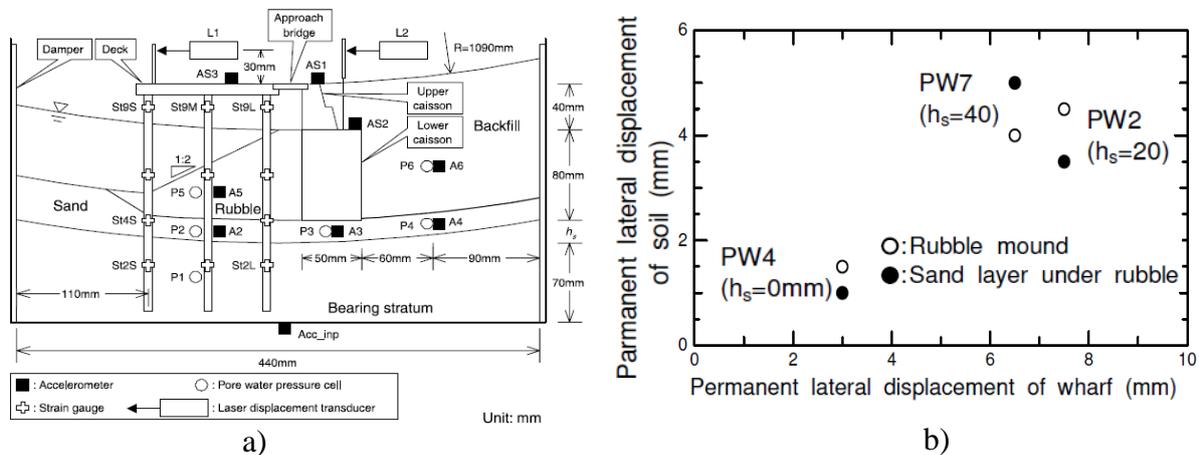


Figure 2.5. a) Modèle du quai de Takahama Wharf en centrifugeuse (Takahashi & Takemura 2005), b) déplacements latéraux permanents du sol (digues et sable) et du quai lors des essais PW2, PW4 et PW7 (figure adaptée de Takahashi (2002)).

Une série d'essais composée de 7 cas (PW1 - PW7) a été présentée par Takahashi (2002). En PW1 et PW2, le quai de Takahama Wharf endommagé lors du séisme de Hyogoken Nambu (1995) est simulé. Le modèle PW3 ne possède pas de quai dans le but d'étudier l'effet stabilisant des pieux. Dans PW4 et PW5, l'emplacement d'une couche non liquéfiable

change pour étudier l'effet de l'amélioration des sols. En PW6, l'interaction plateforme-caissons à travers le pont est mise en évidence. Le modèle PW7 s'intéresse à l'effet de l'épaisseur de la couche liquéfiable.

Takahashi (2002) et Takahashi et Takemura (2005) ont constaté que durant le séisme, la liquéfaction de la couche de sable et du remblai derrière les caissons a causé un grand déplacement horizontal de la digue, provoquant ainsi de très grands moments fléchissants dans les pieux. Les auteurs ont aussi abouti aux conclusions suivantes :

- (i). Il n'y avait aucune différence notable dans les déplacements des enrochements et de la couche de sable pendant les deux cas d'analyse : avec et sans la présence du quai. Les pieux auraient dû stabiliser le déplacement de la digue en enrochement et/ou des caissons, mais l'espacement entre les pieux était relativement important.
- (ii). Les déplacements du quai et des caissons étaient identiques au début du chargement sismique, puis très vite le déplacement des caissons s'accroît à cause de son basculement (inclinaison).
- (iii). Pendant le séisme, le pont fait augmenter le mouvement du quai en direction de la mer.
- (iv). Varier l'épaisseur de la couche de sable liquéfiable (h_s) ne provoque pas nécessairement de plus grands déplacements latéraux pour la digue et la structure (Figure 2.5.b). Ils expliquaient cela du fait que le tassement des caissons est plus grand dans le cas où la couche de sable liquéfiable est plus épaisse, ce qui atténuait l'inclinaison des caissons et réduisait les déplacements de la digue en enrochement et de la plateforme.

2.4.2.2. Essais réalisés à l'Université de Californie (Davis, Etats-Unis d'Amérique)

Plusieurs essais en centrifugeuse ont été réalisés à l'Université de Californie, au centre Davis de la modélisation géotechnique (*Davis Center for Geotechnical Modeling*). Sur la Figure 2.6, cinq modèles se distinguent : le modèle NJM01 (McCullough et al. 2000), le modèle NJM02 (Schlechter et al. 2000a), le modèle SMS01 (Schlechter et al. 2000b), le modèle SMS02 (Boland et al. 2001b), et le modèle JCB01 (Boland et al. 2001a).

Tous ces modèles représentent des cas réels inspirés des géométries de quai et des configurations de digue en enrochement les plus utilisées dans les ports de la côte ouest des Etats-Unis d'Amérique. Ils sont constitués d'un quai sur pieux verticaux (avec ou sans pieux inclinés) et d'une configuration de digue en enrochement.

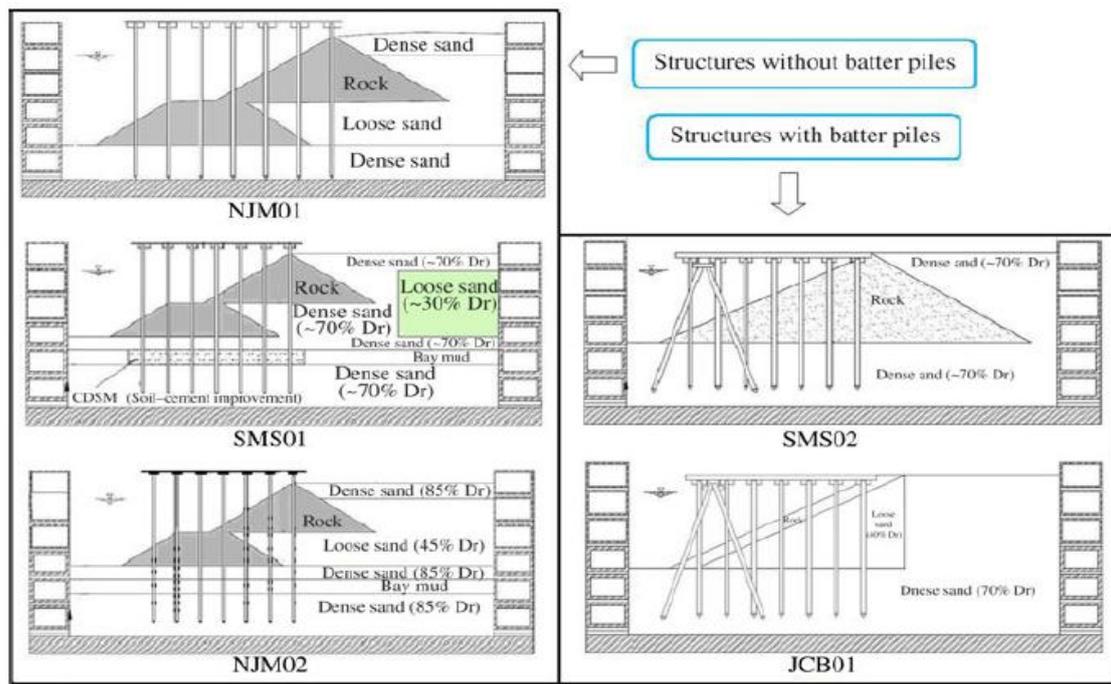


Figure 2.6. Coupe transversale des modèles en centrifugeuse réalisés à l'Université de Californie, Davis (UCD) (Amirabadi et al. 2014).

Ces essais ont été réalisés principalement afin de mieux comprendre les performances sismiques des quais sur pieux, mais ils abordaient aussi plusieurs problématiques comme la présence de couche de sol liquéfiable et d'une couche argileuse, l'amélioration des caractéristiques du sol, la stabilité globale des pentes et la réponse latérale des pieux dans les sols horizontaux et les sols inclinés ainsi que dans les enrochements.

Sur la Figure 2.7 (a et b) sont représentées les déformations observées dans quelques modèles en centrifugeuse après le chargement sismique. La Figure 2.8 montre l'évolution du déplacement latéral de quais ayant différentes configurations de digue en fonction de l'augmentation de l'intensité du chargement sismique.

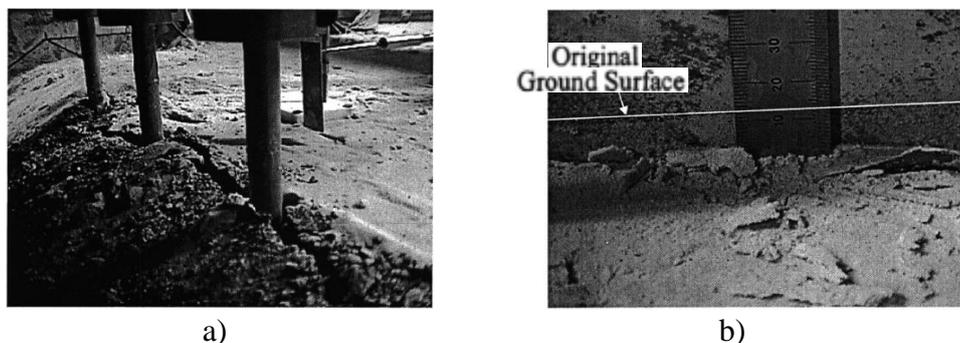


Figure 2.7. Observations après le chargement sismique (figure adaptée de McCullough (2003)) : a) fissures dans le sol et décollement entre les pieux et le sol (modèle NJM02), b) tassement du sol dû à la liquéfaction (modèle SMS01).

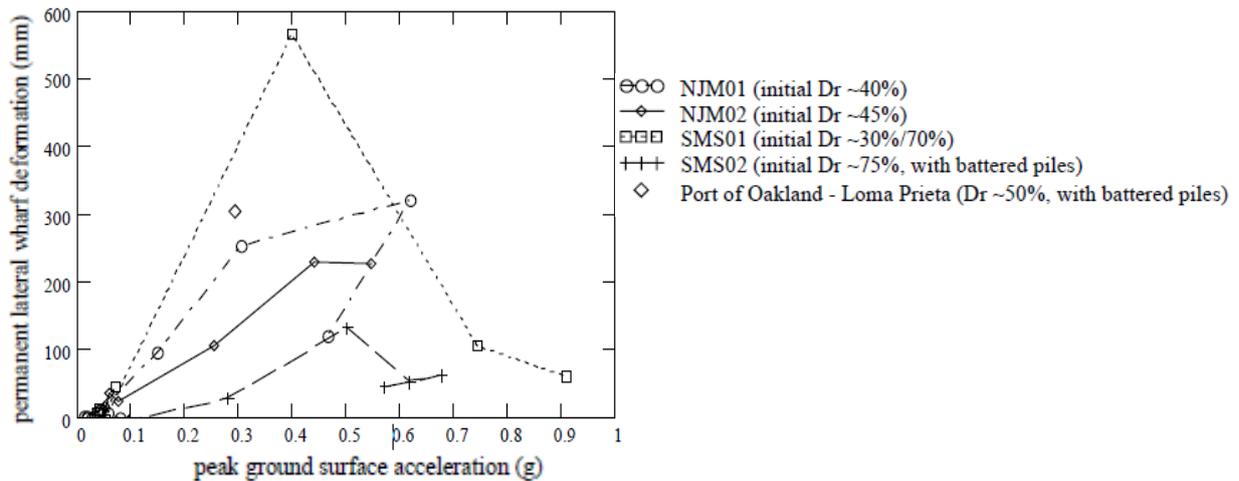


Figure 2.8. Relation entre le déplacement latéral permanent du quai et l'accélération maximale du sol durant le séisme de Loma Prieta en 1989 (figure adaptée de McCullough et al. (2001)).

Plusieurs auteurs se sont intéressés à interpréter les résultats issus de ces essais : McCullough et al. (2001), Schlechter (2001), McCullough (2003), McCullough et al. (2007) et Dickenson et McCullough (2005).

McCullough (2003) a constaté que pour des quais relativement stables (facteurs de sécurité supérieurs à 2) soumis à des accélérations élevées (entre 0,4 à 0,5 g), de grandes déformations sont attendues (de l'ordre de 0,2 m et plus). Il a remarqué que les moments fléchissants maximaux au niveau de la connexion pieux-plateforme paraissent être liés à l'accélération maximale à la surface du sol. Tandis que les moments fléchissants en profondeur semblent dépendre de la déformation permanente du sol.

Schlechter et al. (2004) se sont intéressés à l'effet des pieux inclinés sur la réponse dynamique des quais en considérant deux types de configuration de digue en enrochement : single-lift (modèle SMS02) et cut-slope (modèle JCB01). Les essais en centrifugeuse ont été effectués avec deux séismes différents : le séisme de Loma Prieta de 1989 et le séisme de Northridge de 1994. La force latérale maximale enregistrée à la tête des pieux verticaux (pieu 3 et pieu 5 à partir de la côte) et des pieux inclinés est présentée sur la Figure 2.9.

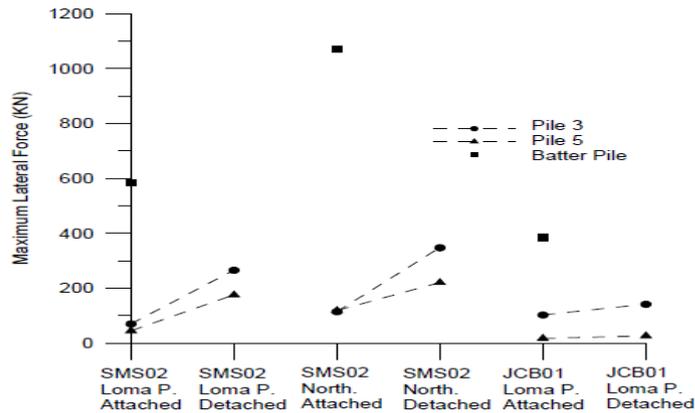


Figure 2.9. Force latérale maximale dans les pieux (Schlechter et al. 2004).

Souri et al. (2018) ont présenté les résultats d'essai en centrifugeuse du modèle NJM01 (McCullough et al. 2000) pour traiter le comportement du quai sur pieux dans une pente en enrochement soumis à un écoulement latéral induit par la liquéfaction. Les auteurs ont aussi procédé à l'étude de l'effet cinématique et de l'effet inertiel de la superstructure sur l'estimation des moments fléchissants des pieux à différentes profondeurs. Ils ont remarqué que le déplacement de la plateforme, les moments fléchissants des pieux et la réaction du sol au niveau du premier pieu à partir de la côte, représentés sur la Figure 2.10, atteignaient leurs valeurs maximales pendant le chargement sismique et pas nécessairement à la fin du chargement :

- Le déplacement résiduel de la plateforme est de 0,10 m, soit 58% de la valeur maximale enregistrée durant le chargement.
- Le moment fléchissant enregistré en profondeur à la fin du chargement sismique, plus précisément à l'emplacement de la jauge de contrainte SG1-2, a une valeur de 474 kN.m, soit 62% par rapport à la valeur maximale enregistrée. Pour le moment fléchissant enregistré à une distance moins profonde lors de la fin du chargement sismique, à l'emplacement de la jauge de contrainte SG1-9, il est de 38k N.m, soit 9% du maximum enregistré. A noter que SG1-2 et SG1-9 sont situées à une distance respectivement de 20,2 m et de 2,6 m de la tête du pieu et que la position de SG1-2 coïncide avec la limite inférieure de la zone liquéfiable.

Le moment fléchissant maximal en chaque point d'un pieu donné ne se produit pas forcément au même moment et cela diffère d'un pieu à un autre. Pour pouvoir comparer les résultats, les auteurs identifient *le temps critique* auquel les déplacements du sol, les déplacements des pieux, les moments fléchissants et les accélérations du quai sont à leurs maximums ou près du maximum. Ce temps critique est évalué à 21,6s. Il est représenté sur la Figure 2.10 par une ligne verticale discontinue.

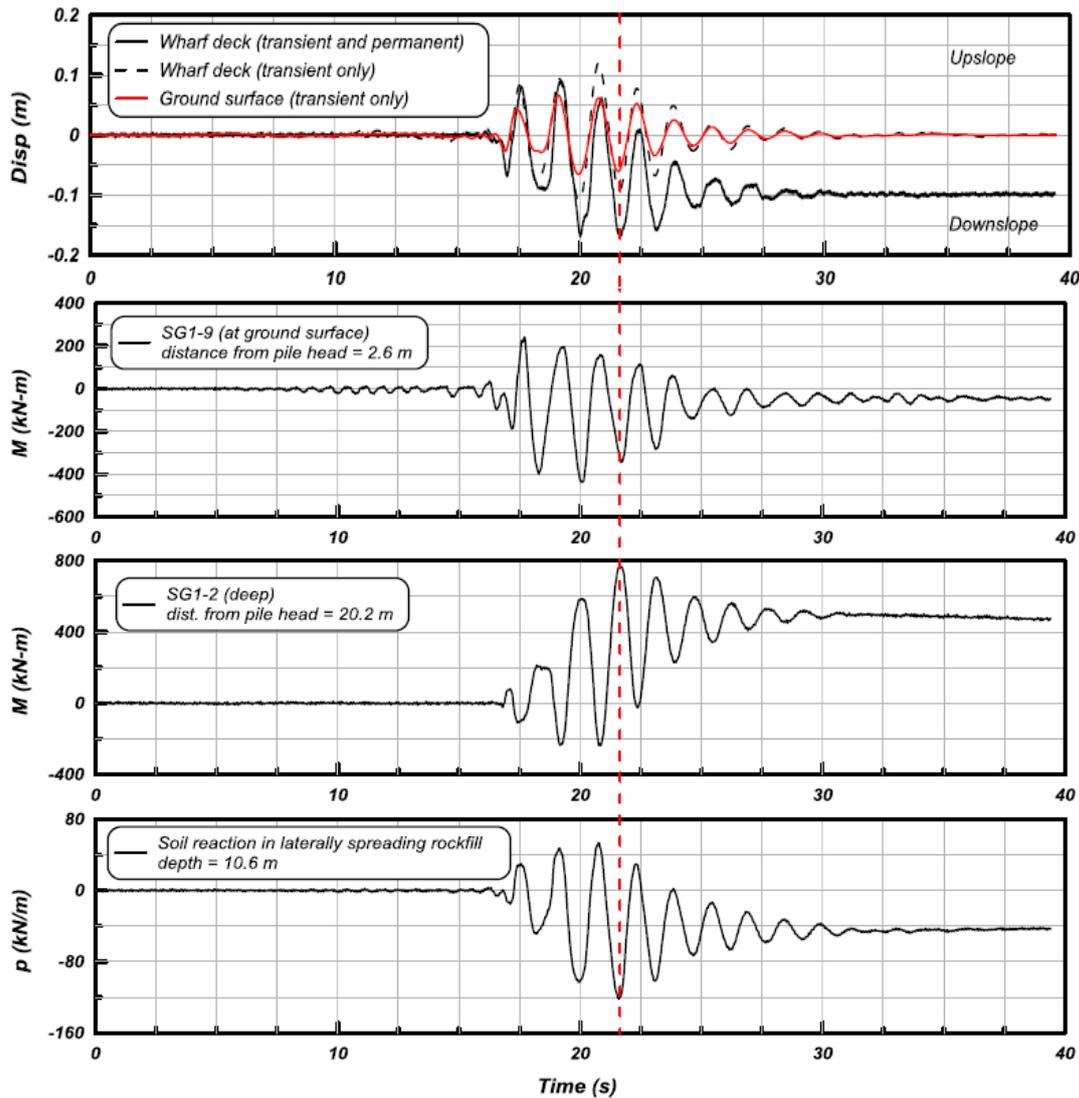


Figure 2.10. Quelques résultats obtenus de l'essai en centrifugeuse du modèle NJM01 sous le séisme de Loma Prieta mis à l'échelle de 0,15 g (Souri et al. 2018).

SG1-2 enregistre le plus grand moment fléchissant dans le pieu 1 (à partir de la côte). Il dépend du déplacement transitoire du sol qui se produit durant la propagation de l'onde sismique dans le sol et peut être estimé uniquement avec les forces cinématiques. Quant au moment fléchissant à SG1-9, il dépend du déplacement transitoire et du déplacement permanent du sol. Il peut être déterminé avec la combinaison des forces cinématiques et inertielles.

2.4.2.3. Essais réalisés à l'institut KAIST (Corée du Sud)

Pour étudier l'effet de la pente et de la densité du sol sur le comportement dynamique des quais sur pieux, Nguyen et al. (2018) ont effectué une série d'essais en centrifugeuse à l'institut coréen KAIST (*Korea Advanced Institute of Science and Technology*). Un quai sur

pieux du port de Pohang a été sélectionné pour l'étude. Il possède une plateforme fondée sur neuf pieux de 0,912 m de diamètre et 24 m de longueur disposés en trois rangées.

Les auteurs ont réalisé trois modèles (Figure 2.11.a). Le modèle 1 est constitué uniquement d'une couche horizontale de sable sec avec un indice de densité relative de 45%. Les deux autres modèles possèdent une couche de sable sec en pente de 33° et d'un indice de densité relative de 40% pour le modèle 2 et de 80% pour le modèle 3. Les résultats des essais ont montré que :

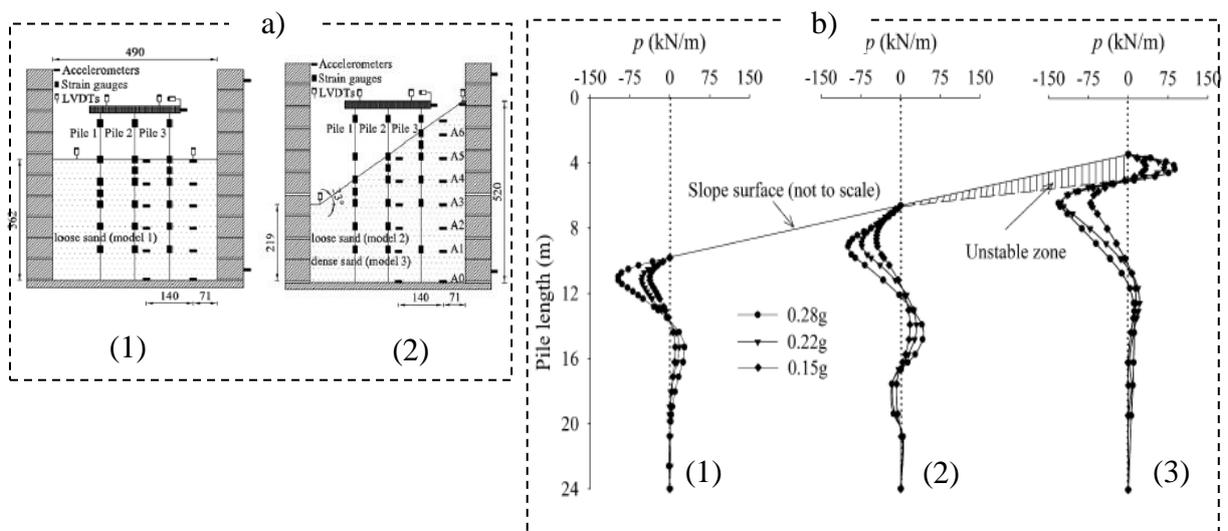


Figure 2.11. Essais en centrifugeuse (figure adaptée de Nguyen et al. (2018)) :

- a) représentation des modèles : (1) modèle 1, (2) modèles 2 et 3,
 b) résistance latérale maximale du modèle 3 : (1) pieu 1 (côté mer), (2) pieu 2, (3) pieu 3.

- Sous un chargement sismique de petites amplitudes, le moment fléchissant maximal des pieux enregistré en dessous de la surface de sol pour différents indices de densité relative du sol, présente presque la même allure. Les auteurs ont trouvé une différence inférieure à 10% pour le moment fléchissant maximal et une différence inférieure à 3% pour le déplacement maximal du sol.
- Lors de l'augmentation de l'accélération sismique, l'indice de densité relative influe sur la déformation de la pente et par conséquent sur la réponse du système sol-pieu-plateforme. D'ailleurs, le modèle 2 comparé au modèle 3 enregistre des moments fléchissants maximaux supérieurs d'environ 20 à 30% et une différence d'environ 11% pour le déplacement maximal du sol.
- De plus, la direction du chargement sismique influe sur la forme et la grandeur du moment fléchissant des pieux dans les deux modèles en pente, contrairement au modèle avec un sol

horizontal (modèle 1) où le moment fléchissant obtient une distribution à peu près symétrique.

- La zone près de la crête est la zone la plus instable lors du chargement sismique (la zone hachurée sur la Figure 2.11.b). Cette zone se réduit lorsque l'indice de densité relative du sol augmente.
- La forme des boucles $p - y_p$ dans les modèles 2 et 3 est irrégulière en raison de l'effet de la pente qui est très influencé par le mouvement de la zone instable (Figure 2.12).
- La rigidité de la boucle $p - y_p$ est définie par la pente de la droite qui relie l'origine de la boucle au sommet de celle-ci. Les auteurs ont remarqué que la rigidité des boucles $p - y_p$ augmente avec la profondeur dans les trois modèles. Elle s'accroît également en allant de la crête vers le pied de la pente. Cela s'explique par la différence de la longueur de la partie libre des pieux et de la poussée des terres induite par la présence de la pente. De plus, dans les modèles avec une pente, la rigidité des boucles $p - y_p$ et la résistance latérale maximale du sol sont plus petites du côté de la pente descendante que du côté de la pente ascendante. Par contre, elles sont similaires dans les deux côtés des pieux du modèle 1 (sol horizontal).

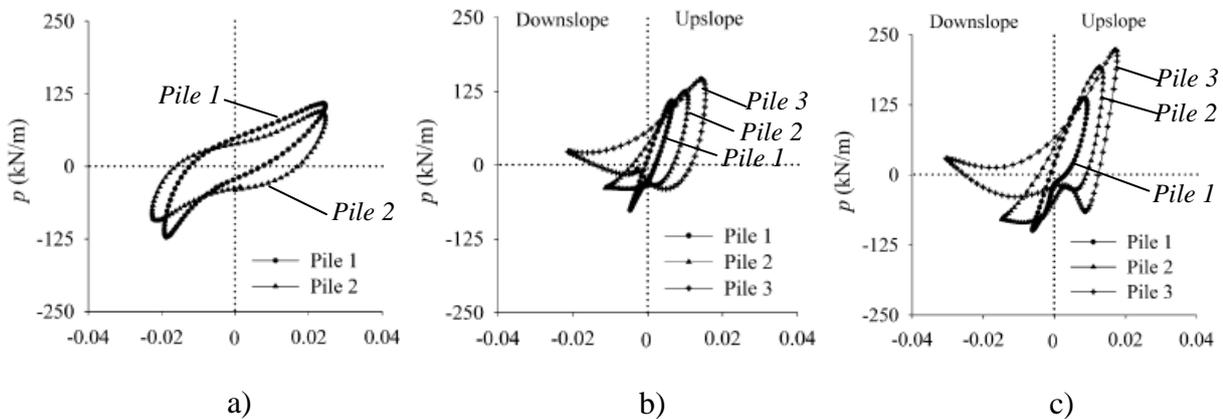


Figure 2.12. Boucles $p - y_p$ pour les trois modèles à la profondeur $1,5D$ (figure adaptée de Nguyen et al. (2018)) : a) modèle 1 (accélération à la base = $0,25 g$), b) modèle 2 (accélération à la base = $0,24 g$), c) modèle 3 (accélération à la base = $0,28 g$).

Yun et al. (2019a) se sont intéressés à l'effet que produit la présence d'une couche d'enrochements qui surmonte du sol en pente dans les quais sur pieux. Les auteurs ont effectués des essais dans une centrifugeuse dynamique d'un quai sur pieux avec et sans couche d'enrochements, respectivement Figure 2.13.a et b. Le quai se situe au nouveau port

de Pohang en Corée du Sud. Il est constitué d'un groupe de pieux de 2x2. Les pieux ont 0,914 m de diamètre et 18 m de longueur. Ils sont fondés sur du sable sec ayant un indice de densité relative de 50%. Les enrochements du prototype ont un diamètre moyen de 30 cm, similaire à ceux utilisés par McCullough (2003). Les dimensions des particules d'enrochements sont présentées sur la Figure 2.13.c.

La comparaison des résultats a montré que la présence de la couche d'enrochements (modèle GR50) fait diminuer l'accélération maximale du sol et réduit le tassement du sol de 50% par rapport au modèle sans les enrochements (GS50). Concernant la position du moment fléchissant maximal des pieux, celle du modèle GR50 est située à une faible profondeur comparée à celle du modèle GS50. Les auteurs ont supposé qu'avec le modèle GR50, une grande réaction du sol se mobilise à une faible profondeur en raison de la présence des enrochements dans la partie supérieure de la pente. En absence d'enrochements comme dans le cas du modèle GS50, une grande réaction du sol est censée se développer en profondeur.

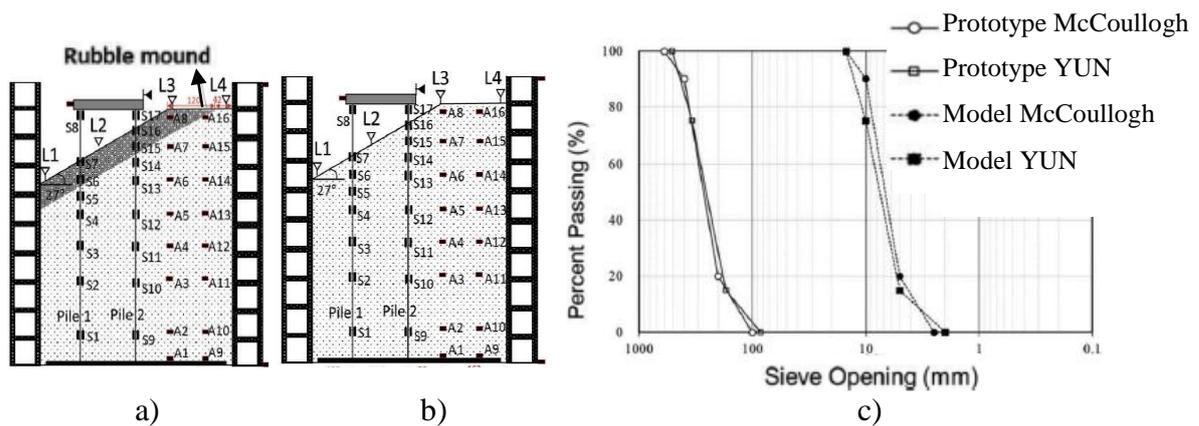


Figure 2.13. Essai en centrifugeuse dynamique (figure adaptée de Yun et al. (2019a)) : a) modèle GR50 (Gyeongju wave, Rubble mound model), b) modèle GS50 (Gyeongju wave, Soil model), c) taille des enrochements.

En faisant augmenter l'accélération maximale du sol, les auteurs ont trouvé que le pieu 1 (pieu côté mer) dans le modèle avec enrochements présente des moments fléchissants maximaux nettement plus inférieurs que ceux du modèle sans enrochements. Ils ont également affirmé que le quai sur pieux montre une meilleure performance sismique dans le cas où la couche d'enrochements est présente. Cependant, modifier l'épaisseur de la couche d'enrochements, le type de digue et les enrochements utilisés pourrait affecter le comportement du quai.

Yun et Han (2020) ont évalué les performances sismiques des pieux inclinés dans deux cas : sol horizontal et sol incliné (en pente), en utilisant quatre modèles en centrifugeuse, comme représentés sur la Figure 2.14. Les modèles HA45 et HAI55 sont fondés dans un sol horizontal, avec des indices de densité relative respectivement de 45% et 55%. Les modèles IA62 et IAI58 sont fondés dans un sol en pente, avec des indices de densité relative respectivement de 62% et 58%. Ces quatre modèles représentent un quai sur pieux du port de Pohang (Corée du Sud) constitué de neuf pieux verticaux 3x3. Les modèles HAI55 et IAI58 possèdent également quatre pieux inclinés.

La présence des pieux inclinés dans le sol en pente (modèle IAI58) a fait diminuer l'accélération et le déplacement de la plateforme respectivement de 48% et 50%, et diminuer également le moment fléchissant des pieux verticaux de 84% par rapport aux résultats du quai sur pieux verticaux fondé dans un sol en pente (modèle IA62). Dans ce cas de sol en pente, les pieux inclinés rendent la structure de quai mieux encastree et ils offrent une grande résistance latérale lors du séisme.

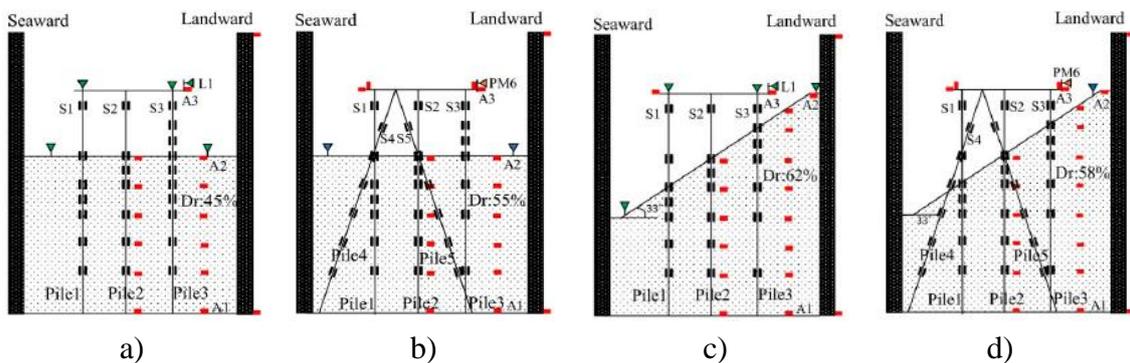


Figure 2.14. Section transversale des modèles réduits en centrifugeuse (figure adaptée de Yun et Han (2020)) : a) modèle HA45, b) modèle HAI55, c) modèle IA62, d) modèle IAI58.

Dans le sol horizontal, les pieux inclinés (modèle HAI55) ont diminué l'accélération de la plateforme de 27% et le moment fléchissant des pieux verticaux de 77%, mais ils ont augmenté le déplacement de la plateforme de 650% par rapport aux résultats de la structure sur pieux verticaux dans un sol horizontal (modèle HA45). Cette augmentation est due à l'asymétrie de la structure de quai (présence des pieux inclinés uniquement d'un côté du quai). Les auteurs ont constaté que les pieux inclinés montrent de meilleures performances dans le sol en pente (incliné) que dans le sol horizontal.

Tran et al. (2020) ont effectué des essais dans la centrifugeuse dynamique de l'institut KAIST pour examiner l'effet de la pente sur la réponse dynamique du système pieux-

plateforme. Les essais ont été réalisés sur un pieu isolé et sur deux groupes de pieux de 2x2 et 3x3, représentés respectivement sur la Figure 2.15.a et b.

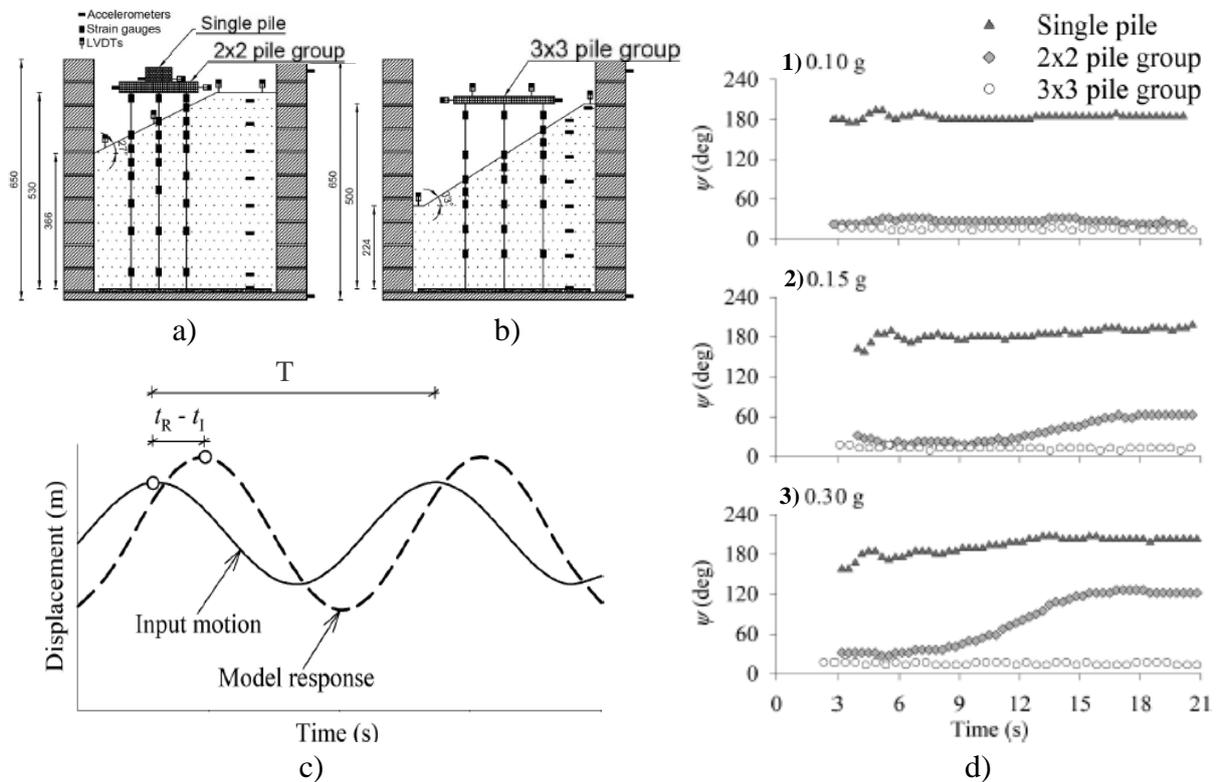


Figure 2.15. Essai en centrifugeuse (figure adaptée de Tran et al. (2020)) : a) modèle 1 (pieu isolé et groupe de pieux 2x2), b) modèle 2 (groupe de pieux 3x3), c) paramètres pour déterminer la différence de phase de déplacement, d) différence de phase de déplacement entre la plateforme et le chargement sismique lors de différentes amplitudes (0,10 g ; 0,15 g et 0,3 g).

Le prototype étudié est un segment d'un quai sur pieux situé au port de Pohang. Les auteurs ont analysé les résultats obtenus en termes de différence de phase de déplacement (ψ) (*displacement phase difference*) selon l'équation (2.4):

$$\psi = 2 \pi \frac{t_R - t_I}{T} \quad (\text{en radian}) \quad (2.4)$$

Comme représenté sur la Figure 2.15.c, t_R est le temps qui correspond à la réponse maximale du modèle, t_I est le temps qui correspond au déplacement maximal du chargement sismique, et T est la période du chargement sismique.

La Figure 2.15.d montre la différence de phase de déplacement entre la plateforme et le chargement sismique pour trois amplitudes différentes (0,10 g ; 0,15 g et 0,3 g) :

- (i). Pour le cas du pieu isolé, la plateforme se déplace en phase opposée du déplacement d'entrée ($\psi = 180^\circ$) durant les trois différents chargements.
- (ii). Pour le groupe de pieux 3x3, le mouvement des pieux est en phase avec le mouvement du sol dû à la grande rigidité des fondations. Il n'y a pas de variation significative de la différence de phase de déplacement lors de l'augmentation du chargement sismique ($\psi = 15^\circ$).
- (iii). Contrairement au groupe de pieux 2x2, la différence de phase de déplacement augmente avec l'augmentation de l'accélération sismique. Elle atteint 23° , 63° et 126° respectivement avec une accélération sismique d'amplitude 0,10 g ; 0,15 g et 0,3 g. Les auteurs ont expliqué que cela est dû au mouvement de balancement du groupe de pieux (*rocking motion*) qui devient très significatif lorsque l'amplitude du chargement sismique augmente.

Tran et al. ont également trouvé que :

- (i). Le moment fléchissant des pieux augmente avec l'augmentation du chargement sismique.
- (ii). Le moment fléchissant maximal des pieux près de la crête se situe à une distance de 1,2 à 3,7 fois plus profonde que celui des pieux qui se trouvent près du bas de la pente.
- (iii). Les pieux ayant une petite longueur libre sont sujets à de grands moments fléchissants, et cela fait que le moment fléchissant maximal se localisera à une distance plus profonde en dessous de la surface du sol. Les mêmes observations ont été rapportées par Su et al. (2017) et Nguyen et al. (2018).

Yun et Han (2021) ont déterminé les courbes $p - y$ en effectuant des essais sur quatre modèles en centrifugeuse dynamique : modèle HA45, modèle IA40, modèle IA62 et le modèle IA84. La configuration du quai est la même dans chaque modèle et elle ne possède pas de pieux inclinés. La section transversale du modèle HA45 est identique à celle représentée sur la Figure 2.14.a. Pour les autres modèles, ils ont une section transversale similaire à celle représentée sur la Figure 2.14.c avec différents indices de densité relative du sable (à savoir 40%, 62% et 84%).

Les courbes $p - y$ obtenues ont été ensuite comparées à celles déterminées par des méthodes existantes dans la littérature moyennant des ressorts élastiques (Terzaghi 1955; Davisson 1970; API 2000). La Figure 2.16 présente la comparaison entre les courbes $p - y$ déterminées pour le pieu 2 (pieu du milieu) et le pieu 3 (pieu extérieur) du modèle HA45 à la profondeur 1,5 fois le diamètre du pieu ($1,5D$ à partir de la surface). Il en découle que le

ressort élastique de Terzaghi (Terzaghi 1955) a permis de simuler de manière adéquate la réponse dynamique des quais sur pieux.

Les auteurs ont trouvé que le moment fléchissant du pieu extérieur (pieu 3) est environ 10% plus grand que celui du pieu du milieu (pieu 2). Ils attribuent cela à l'*effet d'ombre* (*shadowing effect*) créée par le pieu 2 (pieu avant) sur le pieu 3 (pieu arrière).

Les auteurs ont également évalué l'applicabilité de cette méthode lorsque l'indice de densité relative du sable sec change. Ils déduisent qu'il faut l'utiliser avec précaution. En effet, les modèles HA45 et IA40 dont le sable est lâche montrent qu'il n'y a pas de différence entre les moments fléchissants obtenus lors des essais et de ceux calculés, parce que les courbes $p - y$ ont été bien simulées avec la méthode de Terzaghi. Pour le sable plus dense, les modèles IA62 et IA84 montrent que les moments fléchissants calculés sont élevés par rapport à ceux mesurés en centrifugeuse. Cette différence est due à la période naturelle de la structure qui dépend de l'indice de densité relative du sol.

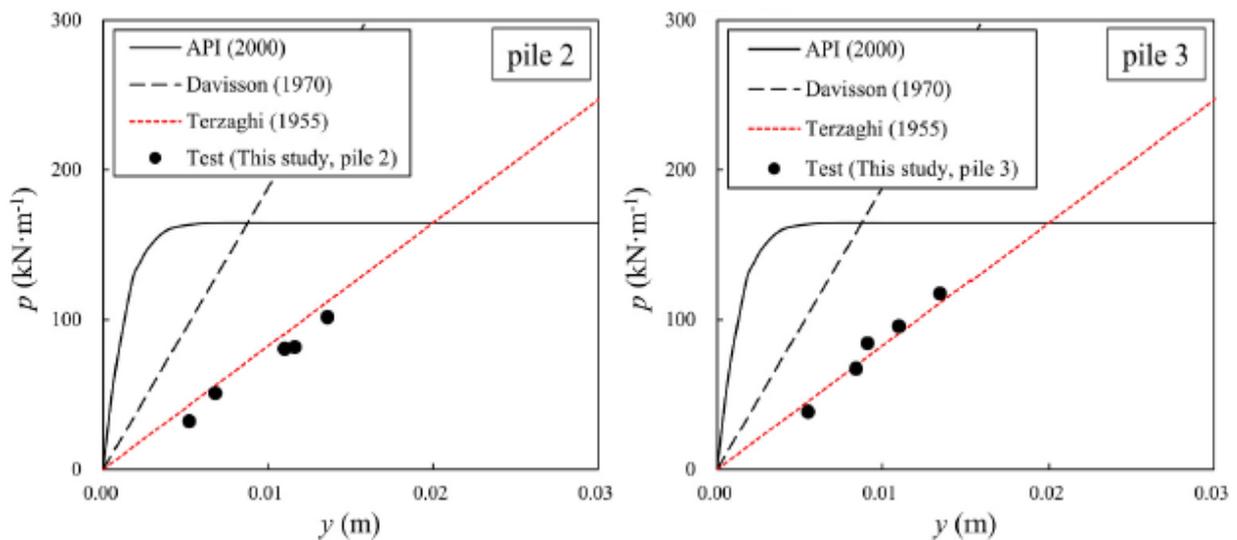


Figure 2.16. Comparaison entre les courbes $p - y$ issues des résultats de la centrifugeuse et les courbes $p - y$ existantes dans la littérature, pour le modèle HA45 à $1,5D$ (Yun & Han 2021).

2.4.2.4. Essais réalisés à l'institut TIWTE (Tianjin, Chine)

Yan et al. (2021) ont étudié le comportement d'un quai soumis à des chargements latéraux cycliques lors d'un essai en centrifugeuse à l'institut TIWTE (*Tianjin Research Institute for Water Transport Engineering, Ministry of Transport*) à Tianjin, en Chine. Le prototype est un exemple de quai du Port Tianjin. Il possède : une plateforme, une rangée de double pieux verticaux (côté mer), une rangée de pieux verticaux (au milieu du quai) et une

rangée de paire de pieux inclinés (côté terre) (Figure 2.17.a). Les détails de la centrifugeuse et du modèle réduit ont été présentés dans Yan et al. (2020).

Les essais ont été réalisés en déplacement contrôlé qui impliquait un nombre de 20 cycles pour chaque séquence (de 1 à 4), avec une amplitude croissante de $y/D = 0,25$ à $y/D = 1,0$. Tel que « y » représente l'amplitude du déplacement latéral appliqué et « D » est le diamètre du pieu.

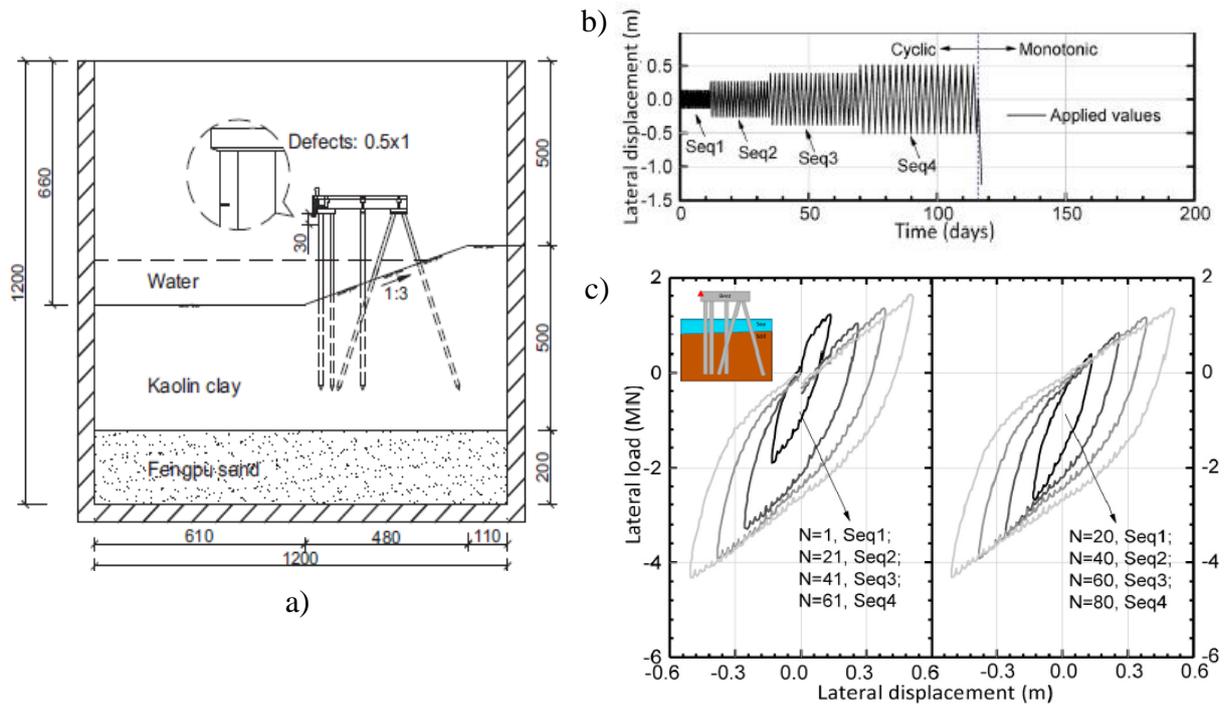


Figure 2.17. a) Coupe transversale de la centrifugeuse (Yan et al. 2020), b) déplacement latéral cyclique appliqué au quai (Yan et al. 2021), c) boucles chargement latéral-déplacement lors des séquences 1 à 4 (Yan et al. 2021).

Le chargement latéral cyclique appliqué au quai est présenté sur la Figure 2.17.b. Les auteurs ont abouti à plusieurs conclusions, parmi elles :

- La rigidité latérale du quai a montré une dégradation avec l'augmentation des cycles dans chaque séquence (Figure 2.17.c). La Figure 2.18 montre la rupture par renversement du quai à cause de l'augmentation du chargement latéral, comme l'indique l'orientation oblique de la plateforme et des pieux. Elle révèle aussi des soulèvements du sol et des décollements entre le pieu et le sol dus à la rupture de ce dernier.
- Le sol autour des doubles pieux verticaux a enregistré une pression interstitielle plus importante que dans d'autres zones.

- Le plus grand moment fléchissant à la tête des pieux verticaux est enregistré dans le pieu avant des doubles pieux verticaux ; concernant les pieux inclinés, il est obtenu à la tête du pieu incliné arrière.

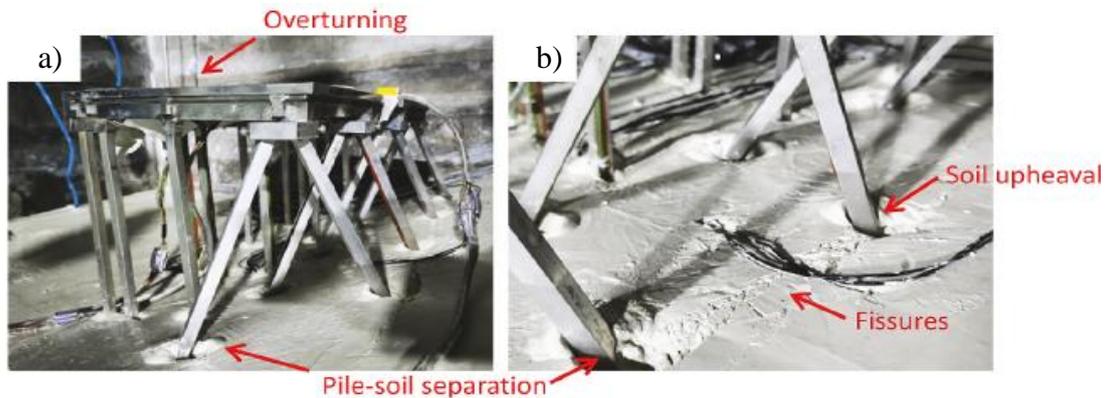


Figure 2.18. Déformations observées après le chargement (Yan et al. 2021) : a) renversement du quai, b) fissures dans le sol et décollement entre le pieu et le sol.

2.4.3. Essais en grandeur réelle

Il existe peu de données sur le comportement en grandeur réelle (en vraie grandeur) des pieux supportant des quais, car ces essais sont très coûteux. Un grand manque aussi sur leur comportement dans les enrochements de grande taille. Ci-dessous un résumé de quelques travaux existants dans la littérature :

2.4.3.1. Travaux de Diaz et al. (1984)

Diaz et al. (1984) ont effectué quelques essais sur des pieux de section octogonale, qu'ils ont instrumentés et placés directement sur le site d'un quai en construction dans le port de Los Angeles, USA (Figure 2.19). Une force monotone a été appliquée aux pieux. Des courbes de charge-déplacement au sommet des pieux et des profils du moment fléchissant ont été obtenus de l'essai et aussi calculés avec le programme COM624 (Reese & Sullivan 1980).

Les auteurs ont remarqué une réduction des courbes $p - y$ lorsque le pieu est poussé dans la direction descendante, et cela pour des profondeurs inférieures approximativement à 10 fois le diamètre du pieu ; au-delà de cette profondeur, la résistance latérale du sol augmentait. Les auteurs expliquent que cette augmentation est attribuée lorsque les particules individuelles des enrochements sont poussées les unes contre les autres, de même que le pieu est également poussé par les enrochements. Les auteurs supposent que cela est dû aux effets de la taille des particules dont le diamètre avoisine celui des pieux, représentant ainsi le comportement discret des particules d'enrochements (McCullough 2003).

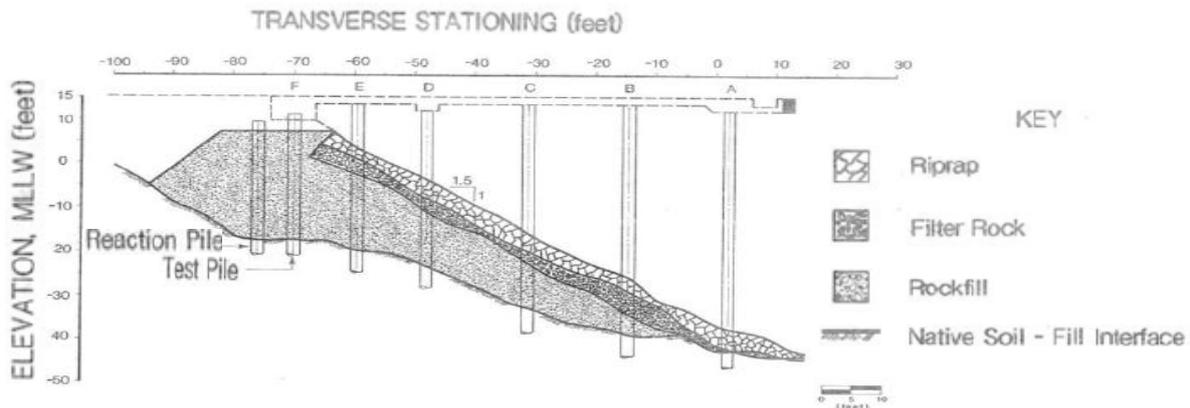


Figure 2.19. Coupe transversale de l'essai en grandeur réelle d'un pieu dans les enrochements (figure adaptée de Diaz et al. (1984)).

Il faut noter que ces essais ont été effectués avec peu d'instruments, et que les pieux d'essai étaient libres en tête et placés à la crête de la digue. Par conséquent, aucune information n'était disponible sur le comportement des pieux traversant des enrochements en pente et avec des pieux fixés en tête (Kawamata 2009).

Les enrochements ont été toujours considérés comme des matériaux pulvérulents, car il n'existe pas de cohésion entre les particules d'enrochements. Toutefois, des observations effectuées durant et après les essais décrivent des enchevêtrements entre ces particules (*interlocking*), et cela joue un rôle important sur la réponse des pieux chargés latéralement. De là, Diaz et al. (1984) ont introduit le concept de pseudo-cohésion dans les enrochements.

2.4.3.2. Travaux de Chang et al. (2010a; b)

Chang et al. (2010a; b) ont réalisé des essais in situ à grande échelle sur un quai sur pieux dans un remblai en pente qui est liquéfiable et en présence d'eau (Figure 2.20.a). Les essais ont été effectués au port Taichung Harbor (Taïwan). Le dispositif du modèle se base sur l'essai pilote proposé par Rathje et al. (2005). Le but des essais est d'étudier la réponse des pieux et d'analyser les déformations de cisaillement, la variation des pressions interstitielles et l'interaction dynamique sol-pieu.

La Figure 2.20.b montre l'évolution des courbes $p - y$ du pieu « A » (pieu côté terre) en fonction de la variation du rapport des surpressions interstitielles r_u (*excess pore pressure ratio*). Lorsque r_u est bas, la courbe $p - y$ a un comportement presque linéaire, car la rigidité du sol est constante. Quand r_u augmente, le module sécant de la boucle diminue et la surface de la boucle augmente, ce qui indique que la réaction du sol diminue (Chang et al. 2010b). Par

conséquent, l'évolution des courbes dynamiques $p - y$ en fonction des surpressions interstitielles doit être prise en compte dans la modélisation de l'interaction sol-pieu.

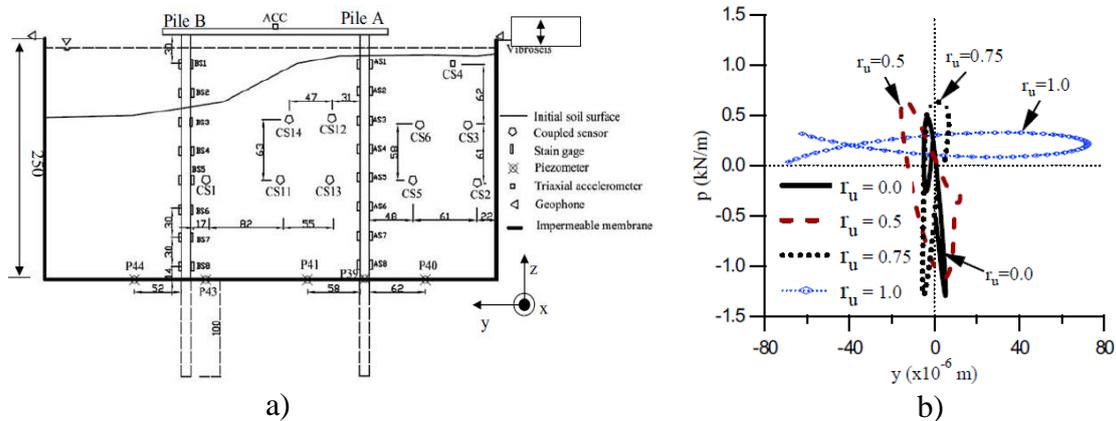


Figure 2.20. Essais in situ à grande échelle (Chang et al. 2010b) : a) coupe transversale du dispositif de l'essai, b) évolution des courbes dynamiques $p - y$ du pieu « A » en fonction de r_u à la profondeur 1,5 m.

2.4.3.3. Travaux de Blandon (2007), Kawamata et al. (2008), Kawamata (2009), et Kawamata et Ashford (2010)

Une série de chargements en grandeur réelle a été effectuée sur des pieux traversant des enrochements de grande taille (grande particule). Les essais ont été menés au Centre Englekirk de San Diego à l'Université de Californie (UCSD), afin d'améliorer la compréhension des performances sismiques du système quai-pieu-digue en enrochement (Blandon 2007; Kawamata et al. 2008; Kawamata 2009; Kawamata & Ashford 2010).

Le projet était composé de trois expériences : un test sur un pieu isolé libre en tête et deux tests sur deux couples de pieux fixés en tête. Un chargement latéral cyclique a été appliqué à la tête des pieux à une distance « h » à partir de la surface du sol ($h = 1,07$ m et $h = 1,68$ m, respectivement pour le premier et le deuxième couple de pieux). Le système de pieux adopté dans ce projet représente la conception de quai la plus couramment utilisée au port de Los Angeles (Figure 2.21).

Les têtes des pieux sont reliées entre elles par une poutre en acier entièrement instrumentée (Krier et al. 2006). Les détails sur le dispositif d'essai, sa configuration, les propriétés des pieux d'essai et leurs instrumentations ainsi que les informations sur la connexion pieu-chevêtre sont disponibles dans Juirnarongrit et al. (2007).

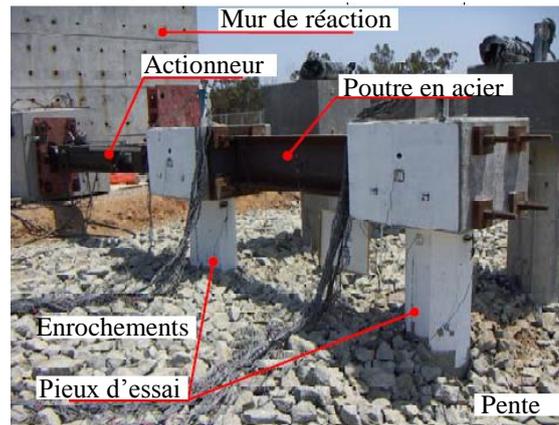


Figure 2.21. Dispositif d'essai en vraie grandeur des couples de pieux (figure adaptée de Kawamata et Ashford (2010)).

La vitesse et le type de chargement peuvent jouer un rôle important dans les déplacements enregistrés. En effet, les auteurs ont observé que le tassement a progressé assez lentement pendant le chargement cyclique. Un tassement aussi important, qui était de 60 cm, peut ne pas se produire sous une vitesse de chargement plus élevée, comme lors d'un mouvement sismique ; du fait que la résistance à l'écrasement et à la compression des particules de roche peut être plus grande lors d'une vitesse de chargement plus importante. Yamamuro et Lade (1993) ont déduit que des vitesses de chargement plus élevées ne laissent pas assez de temps pour l'écrasement et le réarrangement des particules. Il est fort probable que ces particules soient comprimées intensivement et il en ressort ainsi un grand enchevêtrement. La Figure 2.22 résume les diverses observations qui ont été faites durant et après la série de tests.

Les auteurs ont émis des suppositions sur les mouvements possibles des particules comme la translation, la compression des particules, la rotation et le passage d'une particule par-dessus une autre particule voisine.

Ils ont également exposé un phénomène intéressant qui est « *la migration de la section critique* ». Cette procédure de migration peut être répétée plusieurs fois, ce qui fait que la partie critique semble se déplacer vers le haut à mesure que l'amplitude du chargement augmente.

Kawamata (2009) et Kawamata et Ashford (2010) ont émis une hypothèse sur la réaction latérale de l'enrochement comme étant une combinaison de composantes dépendantes et indépendantes des contraintes : la réaction dépendante de la contrainte est définie comme un *frottement* agissant parallèlement à la surface de contact entre les particules ; quant à la

réaction indépendante de la contrainte, c'est la *compression des particules* (l'enchevêtrement) qui travaille perpendiculairement à la surface de contact.

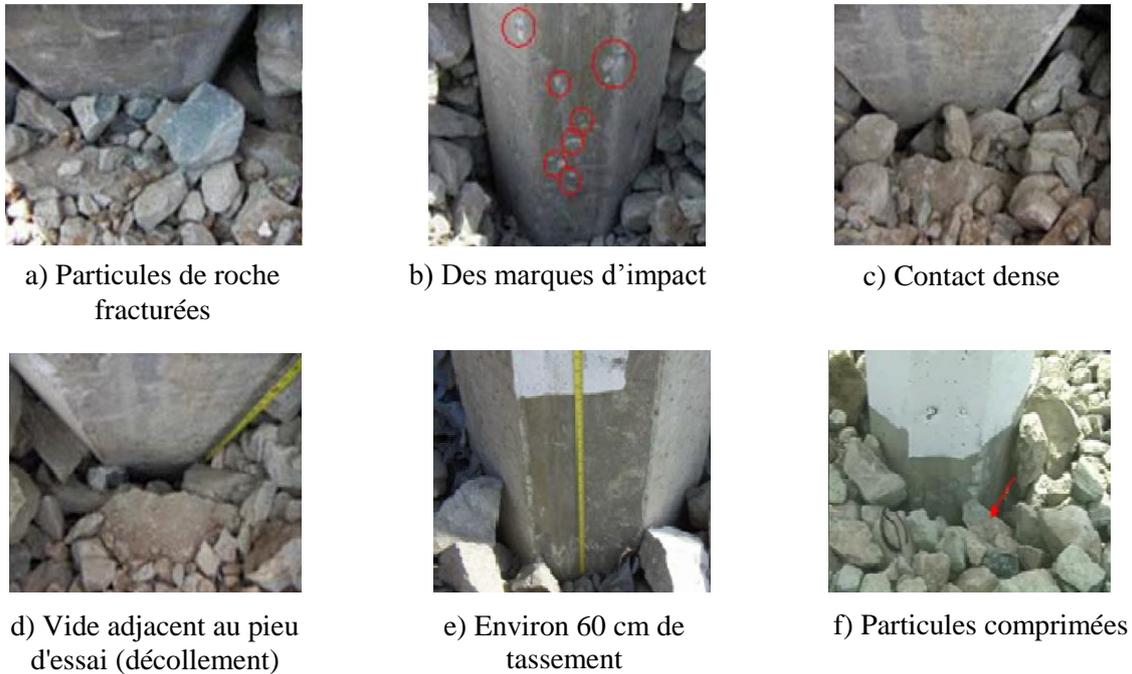


Figure 2.22. Observations recueillies durant et après le chargement sur l'ensemble de la série d'essais (Kawamata & Ashford 2010).

Les courbes $p - y$ obtenues sont bilinéaires élastiques parfaitement plastiques comme représentées sur la Figure 2.23.a. La courbe de l'enchevêtrement (*interlocking*) a deux paramètres inconnus : la réaction ultime p_2 et le déplacement y_2 lorsque p_2 est atteinte. Afin de réduire le nombre d'inconnus, les auteurs ont considéré le paramètre p_2 comme étant la résistance latérale ultime du système pour la courbe charge-déplacement au sommet du pieu (Figure 2.23.b), et le déplacement y_2 peut-être déterminé en utilisant les profils de courbure des pieux.

D'après API (1987), la résistance latérale de l'argile est comprise entre 8 à 12 fois la cohésion des sols cohérents et la pseudo-cohésion des enrochements (c^*) peut-être calculée par la réaction ultime p_2 selon l'équation (2.5), avec D étant le diamètre du pieu. :

$$p_2/D = 8\sim 12 c^* \Rightarrow c^* = p_2/D (8\sim 12) \quad (2.5)$$

Dans cette thèse, un astérisque (*) est ajouté à la lettre « c » de la pseudo-cohésion pour ne pas créer de confusion avec la cohésion habituelle (c).

Pour un diamètre $D = 0,61$ m et $p_2 = 408$ kN/m (soit 2,33 kips/in), Kawamata (2009) a obtenu une pseudo-cohésion de 56 ~ 84 kPa. Ce résultat est largement supérieur à la pseudo-cohésion de 15 kPa utilisée dans les travaux de McCullough et ses collaborateurs (McCullough 2003; McCullough & Dickenson 2004; etc.). Les auteurs ont considéré que cette différence est due à l'utilisation de matériaux différents et à l'effet d'échelle.

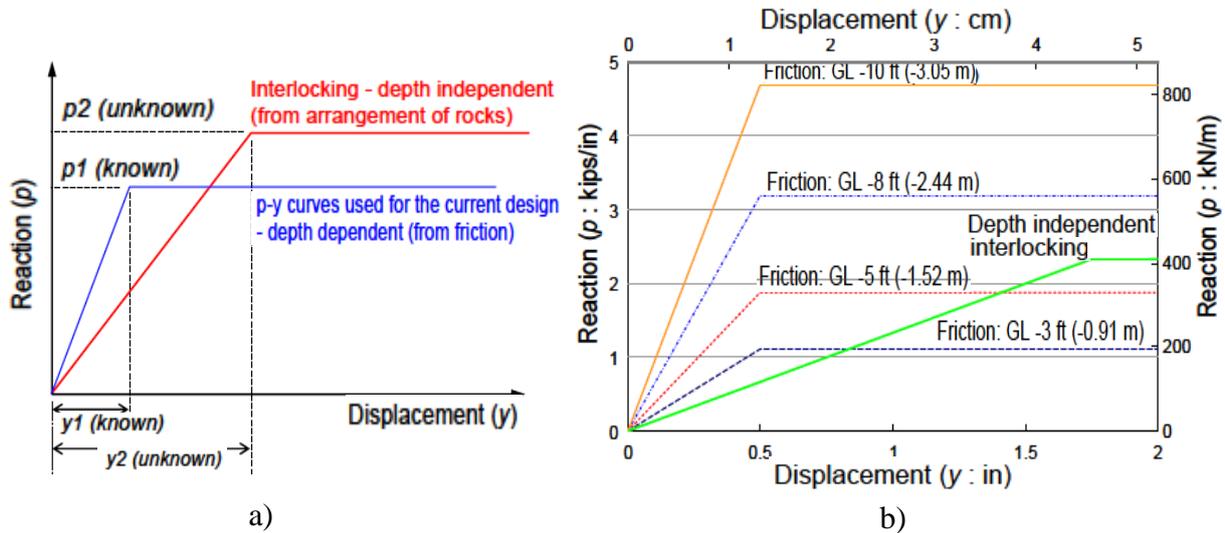


Figure 2.23. Interaction sol-pieu d'après Kawamata (2009) (figure adaptée de Kawamata (2009)) : a) concept, b) résultats.

2.5. Exemples de résultats issus d'analyses numériques de l'interaction sol - structure dans les quais sur pieux

Parallèlement aux approches expérimentales, la modélisation numérique connaît un important développement. Elle est devenue de plus en plus sophistiquée en raison de l'avancée rapide des technologies numériques dans les ordinateurs. D'ailleurs, un nombre important de modélisations numériques ont été réalisées pour l'étude du comportement dynamique des quais sur pieux. Concernant ce sujet, les résultats issus de quelques exemples de travaux numériques sont présentés ci-dessous. Ces travaux peuvent être classés en trois groupes : ceux qui sont effectués en deux dimensions (2D), ceux en trois dimensions (3D) ou hybrides (2D et 3D).

2.5.1. Analyses numériques en 2D

2.5.1.1. Yang (1999)

Yang (1999) a étudié la réponse sismique du Seventh Street Terminal au port d'Oakland (USA) à l'aide du logiciel FLAC 2D (Itasca 1998). Il a considéré l'effet du terrain en pente en utilisant les facteurs proposés par Diaz et al. (1984). Ces facteurs ont été

appliqués aux ressorts de couplage normal (0,8 et 1,1 respectivement de cohésion et de traction). Le modèle Mohr-Coulomb a été utilisé pour cette étude. L'auteur s'est servi des « *stress-based procedures* » présentées par Seed et ses co-auteurs afin de tenir compte de la génération des surpressions interstitielles (Seed et al. 1975; Martin et al. 1975; Seed & De Alba 1986; Seed & Harder 1990).

Sur la Figure 2.24.a, le mouvement latéral maximal calculé au sommet de la digue en enrochement est de 9 in (environ 0,229 m). Ce déplacement est sous-estimé de 25% par rapport à la valeur moyenne mesurée qui est de 0,3048 m, mais reste quand même dans les limites des valeurs mesurées autour du périmètre du Seventh Street Terminal, c'est-à-dire entre 0,102 et 0,381 m. La Figure 2.24.b montre la déformation du maillage avant et après le séisme. Les déplacements du sol les plus importants se sont produits au pied de la digue en enrochement, en raison de la perte de résistance du sol et des pressions latérales excessives résultant de la liquéfaction autour de cette zone et dans le remblai, affectant ainsi principalement la stabilité post-sismique de la digue.

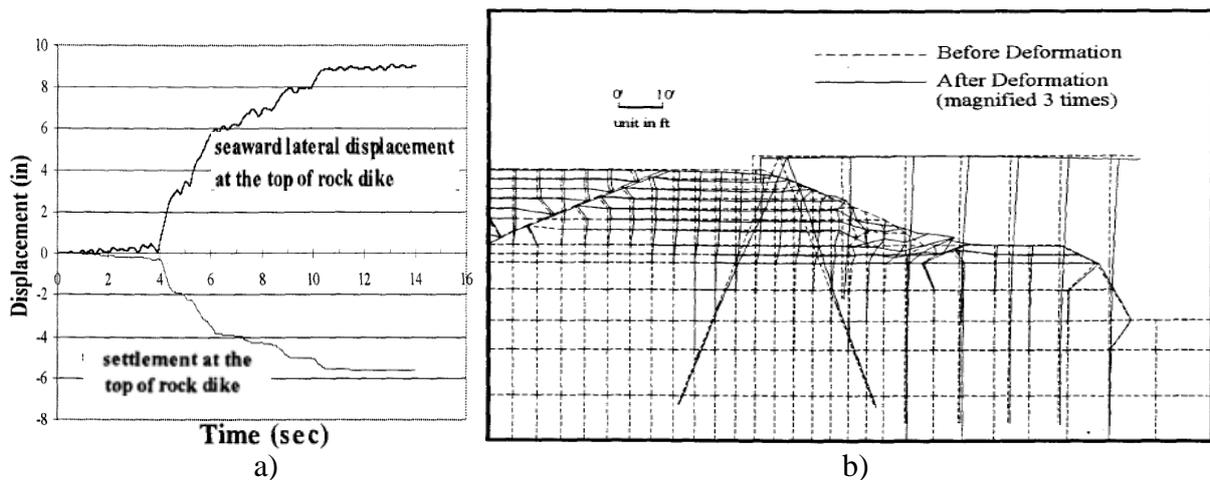


Figure 2.24. Résultats de la modélisation numérique (figure adaptée de Yang (1999)) : a) déplacement latéral et tassement en fonction du temps calculés au sommet de la digue en enrochement, b) déformation du maillage (agrandi de 3 fois).

La déformation maximale des pieux vers la mer est de 7,2 in (soit $\approx 0,183$ m), qui est inférieure de 20% à celle du mouvement de la digue en enrochement. Ces résultats dispersés obtenus pour la digue et les pieux reflètent le caractère compliqué de l'interaction sismique pieux-sol en présence d'un mouvement latéral du sol induit par la liquéfaction.

L'auteur a ensuite effectué une étude paramétrique sur un quai typique du port de Long Beach (Californie, USA), ayant une digue en enrochement de configuration multi-lift. Il a trouvé que :

- Pour une intensité de chargement sismique faible, les pieux se sont essentiellement comportés de manière élastique du fait que la génération des surpressions interstitielles était faible, induisant ainsi des déplacements de pieux relativement plus petits. Un chargement sismique plus élevé entraîne des déplacements de pieux plus importants.
- En augmentant le diamètre du pieu de 1,5 fois, les déplacements du pieu seront réduits de 30% et 10% respectivement pour une intensité de mouvement du sol de 0,2 g - 0,25 g et 0,4 g - 0,6 g.
- Les déplacements des digues obtenus sous les chargements sismiques de 0,2 g à 0,25 g sont d'environ le tiers de ceux induits par les chargements sismiques d'intensité 0,4 g à 0,6 g.
- Les pieux plus rigides (rapport h/D plus petit) ont tendance à fournir une plus grande résistance au déplacement de la digue que les pieux souples (rapport h/D plus grand) ; où h est la hauteur du remblai de sable liquéfiable et D est le diamètre du pieu. Cette tendance est plus importante lorsque l'intensité du mouvement du sol est plus élevée (la pente des courbes devient plus raide).
- La comparaison entre les résultats de deux analyses effectuées avec et sans remblai liquéfiable sous des accélérations d'un PGA de 0,1 g à 0,4 g a indiqué que pour l'analyse sans remblai liquéfiable : les déplacements des digues vers le côté mer ont été diminués d'environ 30% et les déformations des pieux ont été réduites d'environ 50% par rapport à l'analyse avec remblai liquéfiable.

L'auteur a également déduit que l'effet du renforcement ou de stabilisation de la digue par les pieux (*pile pinning effect*) dépend principalement de la rigidité de la couche de sable dense sous la zone de faible résistance. Lors d'une liquéfaction totale, le renforcement apporté par les pieux devient moins important puisque le sol autour des pieux est libre de s'écouler indépendamment de la rigidité des pieux. Si la liquéfaction est partielle, la digue profite de la rigidité des pieux, réduisant ainsi son déplacement de manière significative : de 50% et de 23% respectivement pour une intensité de chargement de 0,2 g et de 0,4 g à 0,6 g.

2.5.1.2. McCullough (2003)

Plusieurs analyses numériques ont été réalisées dans le but de valider les résultats issus des essais en centrifugeuse de l'Université de Californie, Davis (UCD) (paragraphe

2.4.2.2) : McCullough et al. (2001), McCullough (2003), McCullough et Dickenson (2004), Dickenson et McCullough (2005), McCullough et al. (2007), etc.

D'une manière générale, dans McCullough (2003), deux méthodes de validations ont été présentées :

- La première est la méthode du bloc glissant de Newmark (Newmark 1965). Les résultats obtenus indiquent que cette méthode est relativement capable de prédire avec précision les déformations, à condition de prendre en compte deux paramètres importants. Le premier est la génération des surpressions interstitielles. En effet, à mesure que les surpressions interstitielles sont générées, une diminution des contraintes effectives est entraînée. Cette diminution est prise en considération par la réduction de l'angle de frottement interne effectif en utilisant l'équation (2.6) (Ebeling & Morrison Jr. 1992) :

$$\varphi'_{eq} = \tan^{-1}[(1 - r_u) \tan(\varphi')] \quad (2.6)$$

Avec φ'_{eq} : Angle de frottement équivalent. r_u : Rapport des surpressions interstitielles.

Le second paramètre est d'introduire la résistance du pieu dans la formulation proposée par Newmark (Newmark 1965) pour prendre en compte l'effet stabilisant des pieux dans la pente.

- La deuxième méthode est la modélisation numérique en différences finies du code de calcul FLAC 2D (Itasca 2000). Le modèle utilisé est le modèle Mohr-Coulomb en prenant en compte : la génération des surpressions interstitielles, la différence de rigidité des ressorts en amont et en aval de la pente et l'ajout d'une pseudo-cohésion. Comme le modèle de comportement du sol utilisé n'incluait pas de réduction du module dynamique, les modules de tous les sols ont été réduits d'une valeur moyenne de 20% pendant les analyses dynamiques.

L'auteur a également modélisé numériquement des essais de chargement latéral sur des pieux isolés dans une pente en enrochement. Une étude de sensibilité a été effectuée en variant quelques paramètres. Il en résulte que la meilleure corrélation entre les moments et les déformations mesurés sur les pieux était avec un angle de dilatance de 0°, une cohésion artificielle (pseudo-cohésion) de 15 kPa et une réduction de la rigidité des ressorts utilisés en pente descendante par un facteur de 10. La Figure 2.25 (a et b) montre respectivement les profils du moment fléchissant et du déplacement mesurés sur les pieux et aussi ceux calculés avec et sans modifications.

McCullough (2003) a comparé les résultats issus des deux modélisations numérique et physique (en centrifugeuse) de cinq structures de quai, dont les configurations sont très répandues dans les ports de l'ouest des Etats-Unis (Figure 2.6). Il a trouvé que les pressions interstitielles ont été plutôt bien définies, les déformations et les accélérations aussi, mais les moments dynamiques maximaux et résiduels ne l'ont pas été (Figure 2.25.c).

Il a aussi effectué une analyse numérique du Seventh Street Terminal du port d'Oakland (POOAK, postes d'accostage 35 à 38) soumis au séisme de Loma Prieta de 1989. L'analyse a donné un déplacement horizontal au sommet de la digue en enrochement de 0,27 m et un tassement de 0,22 m, ainsi que le développement de rotules plastiques au sommet de chaque pieu et aussi en profondeur (aux interfaces de la couche de boue (*Bay Mud*) avec le remblai et avec le sable dense). Ces résultats sont en accord avec les valeurs obtenues des observations sur le site qui étaient de 0,15 à 0,30 m de déplacement horizontal et 0,13 à 0,30 m de déplacement vertical (Egan et al. 1992; Singh et al. 2001).

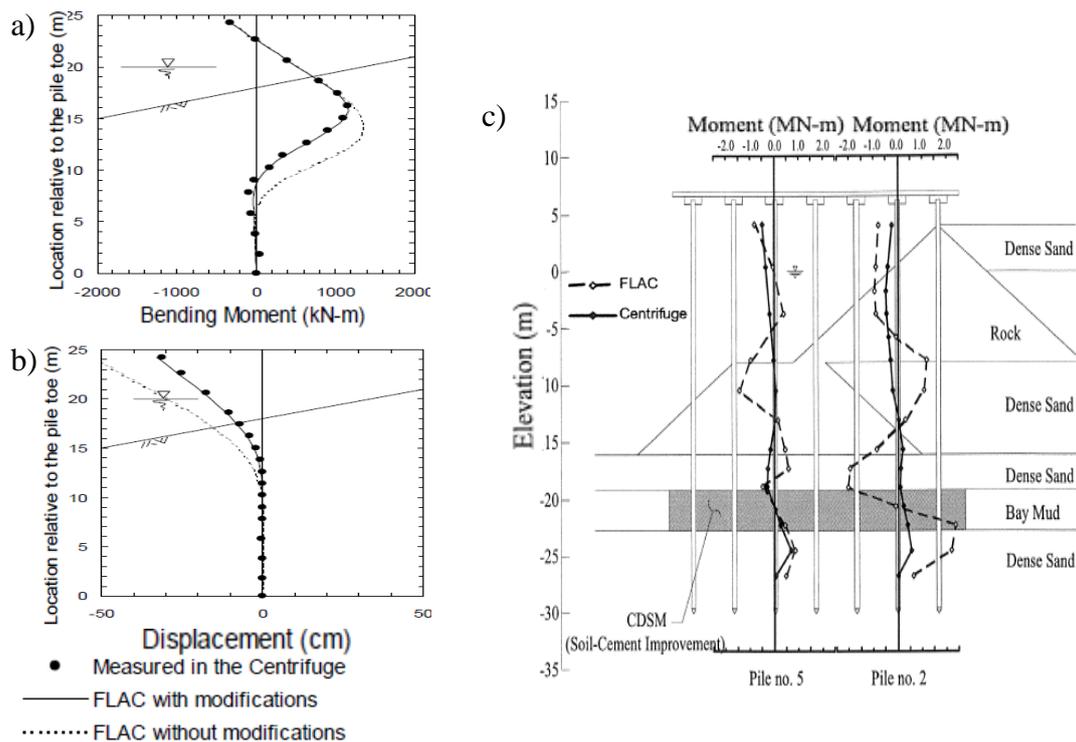


Figure 2.25. Comparaison entre les résultats de la centrifugeuse et ceux de la modélisation numérique avec le code FLAC : a) et b) respectivement le moment fléchissant et le déplacement pour un pieu isolé (figure adaptée de McCullough et Dickenson (2004)), c) moments résiduels pour les pieux 2 et 5 du modèle SMS01 (figure adaptée de Dickenson et McCullough (2005)).

Il faut noter que les cinq modèles de quai et le Seventh Street terminal du port d'Oakland (POOAK) ont fait l'objet d'autres études effectuées par Amirabadi et al.(2012a; b, 2014) et Heidary-Torkamani et al. (2013a; b, 2014a; b) dans le but de :

- (i) déterminer la probabilité de dépassement de l'état critique de la structure du quai,
- (ii) d'avoir des informations sur l'influence de la variation des paramètres géotechniques et notamment ceux de la structure sur la réponse sismique des quais sur pieux.

2.5.1.3. Kawamata (2009) et Kawamata et Ashford (2010)

Kawamata (2009) et Kawamata et Ashford (2010) ont trouvé que le tassement autour des pieux peut jouer un rôle important sur leur comportement, car il allonge la partie libre des pieux. De ce fait, les pieux vont se comporter de manière plus souple et leur résistance latérale ultime va diminuer. L'effet du tassement autour du pieu sur la relation charge-déplacement des pieux couplés est illustré sur la Figure 2.26.

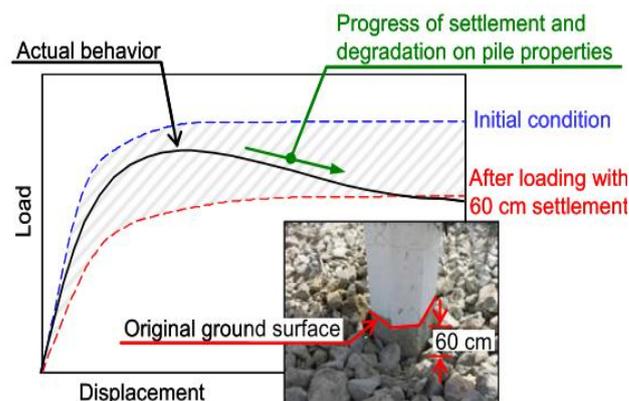


Figure 2.26. Comparaison entre les courbes charge-déplacement obtenues numériquement et expérimentalement (figure adaptée de Kawamata et Ashford (2010)).

Selon Kawamata (2009), la détermination des courbes $p - y$ devrait être modifiée pour tenir compte des pentes du terrain. Si le diamètre des particules de sol se rapproche du diamètre du pieu, des modifications doivent aussi être considérées pour prendre en compte le comportement discret de ces particules.

Pour réduire les incertitudes dans la détermination de ces courbes dues aux propriétés de la roche ainsi qu'à la méthode de réalisation de la digue et de sa configuration ; le code parasismique pour les infrastructures portuaires POLA (2004) recommande d'effectuer deux analyses : l'une avec une limite inférieure et l'autre avec une limite supérieure, en utilisant un facteur multiplicateur (p -multiplicateur « m_p ») respectivement de 0,3 et 2.

D'après Kawamata (2009), cette approche proposée par POLA (2004) sous-estime grandement la résistance latérale ultime de la structure de quai. Dans le cas où cette résistance serait importante, l'enchevêtrement doit être considéré. Toutefois, il convient de faire preuve de prudence, car actuellement, les données disponibles sur la réponse latérale des pieux dans les enrochements en pente sont limitées.

2.5.1.4. Dickenson et al. (2014, 2016)

Dickenson et al. (2014) ont présenté une synthèse des considérations à prendre pour la modélisation numérique et un résumé des résultats obtenus. Cette modélisation concerne le poste d'accostage 404 au quai 400 du port de Los Angeles, effectuée avec le code de calcul FLAC 2D. Ils ont examiné les connexions pieux-plateforme et l'interaction pieu-enrochement lors de séisme de longue durée. Les sols utilisés ont été modélisés avec le modèle Mohr-Coulomb, excepté pour les sables où le modèle UBCsand (Beaty 2009) a été utilisé. Ce dernier simule l'accumulation des pressions interstitielles et les déformations plastiques cycliques dans les sables lâches. Quant aux enrochements, ils ont été modélisés avec une pseudo-cohésion (Dickenson & McCullough 2005; Martin 2005).

Les auteurs ont constaté que les dommages que le quai a subis sont dus aux déformations permanentes du sol. Ils ont remarqué que les séismes de longue durée offrent un plus grand potentiel pour que la génération des déformations dans les remblais et des dommages dans le quai (fatigue, rotule plastique, concentration de contrainte à la connexion pieu-plateforme, etc.) se produisent à un faible niveau de chargement sismique. Les analyses ont montré une déformation permanente de la digue en enrochement d'environ 3,3 ft ($\approx 1,006$ m) et 7,0 ft ($\approx 2,134$ m) respectivement pour le séisme de Michoacan en 1985 (Mexique, magnitude $\approx 8,1$) et le séisme Tohoku en 2011 (Japon, magnitude ≈ 9). Les déplacements permanents des pieux et de la plateforme sont approximativement de 85% à 90% du mouvement global de la pente.

Afin de remédier aux manques d'informations sur les courbes $p - y$ dans les enrochements, Dickenson et al. (2016) ont fait plusieurs approximations sur l'angle de frottement interne effectif (φ') et la pseudo-cohésion des enrochements (c^*). Ils ont calculé ces courbes en utilisant le code LPILE 8.0, pour plusieurs cycles sur un pieu isolé. Les auteurs ont trouvé un bon accord avec les résultats d'essai en utilisant les paramètres suivants : $\varphi' = 43^\circ$, $c^* = 200$ à 300 psf ($\approx 9,576$ kN/m² à $\approx 14,364$ kN/m²) et un facteur multiplicateur (m_p) entre 1,13 et 1,55.

2.5.1.5. Huertas et Romanel (2015)

Huertas et Romanel (2015) ont étudié l'influence de la liquéfaction sur la stabilité d'un quai sur pieux traversant une digue en enrochement de configuration single-lift, en utilisant le logiciel FLAC 2D (Itasca 2012a). Les enrochements ont été modélisés avec le modèle Mohr-Coulomb sans prendre en considération leur pseudo-cohésion. Le modèle UBCSand implémenté dans le FLAC 2D a été utilisé pour modéliser les couches de sables susceptibles de se liquéfier.

Huertas et Romanel ont déterminé le rapport des surpressions interstitielles (équation (2.7)) à divers endroits du site comme représenté sur la Figure 2.27.a.

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_m} \quad (2.7)$$

Avec Δu : Surpression interstitielle causée par le chargement sismique. σ'_m : Contrainte effective moyenne à l'endroit considéré.

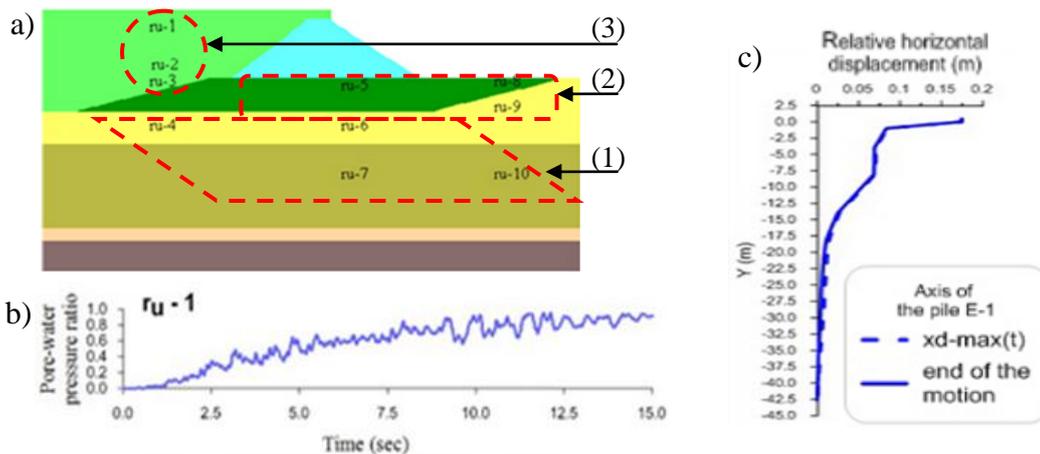


Figure 2.27. a) Endroits où r_u est calculé, b) variation des surpressions interstitielles en fonction du temps à l'endroit r_{u1} , c) déplacement horizontal du sol autour de la position du pieu (côté terre). Figure adaptée de Huertas et Romanel (2015).

Sachant que la liquéfaction se produit lorsque $r_u = 1$, les auteurs ont trouvé :

- (i) des petites valeurs de r_u à des endroits profonds (zone (1) : en r_{u4} , r_{u6} , r_{u7} et r_{u10}) ;
- (ii) des valeurs moyennes de r_u pas assez suffisantes pour provoquer la liquéfaction, à des endroits qui sont situés pas très loin de la surface du sol (zone (2) : en r_{u5} , r_{u8} et r_{u9}) ;
- (iii) de grandes valeurs de r_u au niveau du remblai derrière la digue (zone (3) : en r_{u1} , r_{u2} et r_{u3}).

La variation de r_u en fonction du temps à l'endroit r_{u1} est présentée sur la Figure 2.27.b.

A la fin du chargement sismique, le déplacement horizontal permanent de la digue en enrochement varie entre 18,5 cm à la crête jusqu'à 8 cm au pied de la digue. Ces déplacements ont eu une conséquence non négligeable sur le comportement des pieux (Figure 2.27.c).

2.5.1.6. Li et al. (2015)

Li et al. (2015) ont effectué une analyse non linéaire en éléments finis pour étudier la réponse dynamique et le processus de rupture de deux types de structure de quai : l'une fondée sur des pieux verticaux et l'autre sur des pieux verticaux et des pieux inclinés. Les deux structures ont été établies dans les mêmes conditions, traversant toutes les deux un talus en enrochement. Elles ont été soumises à l'accélérogramme d'El Centro 1940 (Californie, USA) ajusté à deux intensités différentes : PGA de 350 Gal ($\approx 0,35$ g) et puis de 1000 Gal (≈ 1 g). Les auteurs ont trouvé que le déplacement maximal de la structure de quai fondée uniquement sur des pieux verticaux est supérieur plus de deux fois le déplacement de la même structure de quai fondée sur des pieux verticaux et des pieux inclinés.

2.5.1.7. Sourì et al. (2018, 2019a; b)

Sourì et al. (2018) ont calculé les moments fléchissants de tous les pieux du quai et à différentes profondeurs en utilisant le logiciel LPILE (Isenhower & Wang 2014) ; dans le but d'être calibrés avec les moments fléchissants enregistrés lors de l'essai en centrifugeuse du modèle NJM01 de McCullough et al. (2000) (Figure 2.28).

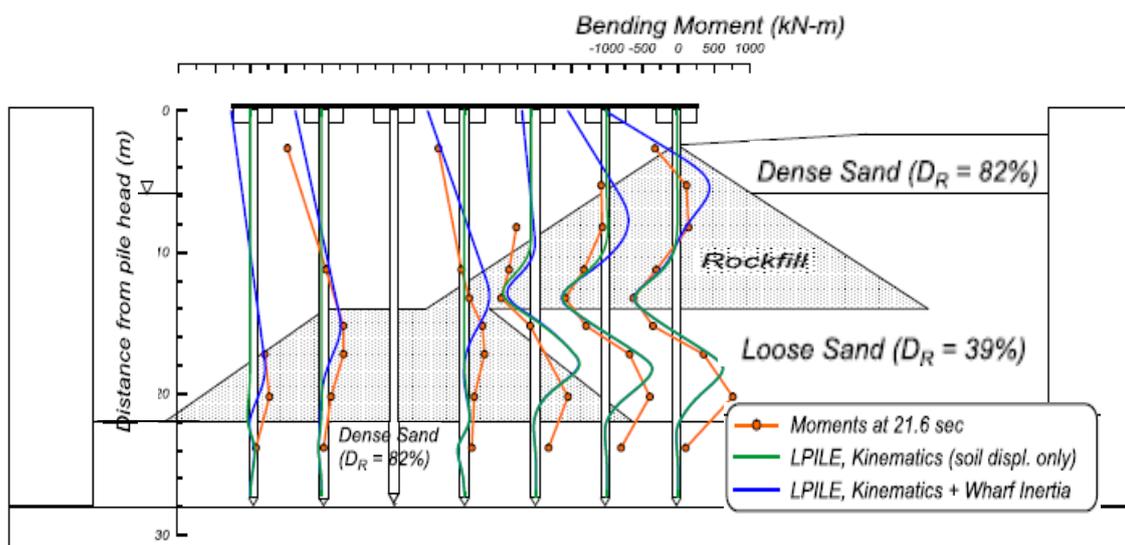


Figure 2.28. Moments fléchissants des pieux du modèle NJM01 obtenus expérimentalement au temps critique (21,6s) et ceux calculés numériquement avec LPILE (à l'échelle du prototype) (figure adaptée de Sourì et al. (2018)).

Les auteurs ont déduit que pour estimer les moments fléchissants à la tête des pieux et à de faibles profondeurs, c.-à-d. juste en dessous de la surface du sol (moins de 10 fois le diamètre du pieu), les demandes cinématique et inertielle de la superstructure devraient être combinées dans leur totalité. Par contre, pour estimer les moments fléchissants des pieux en profondeurs (plus de 10 fois le diamètre du pieu), ils recommandent l'application uniquement de la demande cinématique totale. Cette étude est ensuite étalée sur le reste des modèles en centrifugeuse de la Figure 2.6 sans les pieux inclinés. Elle est présentée dans Sourì et al. (2019a; b).

2.5.2. Analyses numériques en 3D

2.5.2.1. Donahue et al. (2004)

Donahue et al. (2004) ont réalisé une série d'analyses numériques en variant les paramètres des modèles, dans le but d'étudier les limitations de la modélisation en 3D effectuée avec le logiciel non linéaire SAP2000 (Computers and Structures, Inc. 2000). L'ouvrage étudié est le quai 24/25 du port d'Oakland en Californie (USA) lors du séisme de Loma Prieta 1989. Ils ont trouvé que l'exactitude de leur modélisation dépend fortement des valeurs des ressorts qui représentent les interactions « pieu - sol » et « quai - mur de quai en palplanches ». Ils ont noté que la réponse de la structure ne prenait pas en considération l'effet de la déformation de la pente sur les pieux.

Les remarques de Nagao et Lu (2020) vont aussi dans ce sens. Ils ont affirmé que l'analyse de l'interaction sol-structure en utilisant des ressorts est limitée. Ce genre d'analyse ne considère que la déformation du sol causée par la déformation des pieux. Et comme la géométrie du quai est hétérogène, il est également difficile de reproduire l'étalement latéral observé après un séisme.

2.5.2.2. Rahimi et Bargi (2010)

Rahimi et Bargi (2010) ont étudié la position et l'inclinaison des pieux inclinés dans un quai fondé sur un groupe de pieux verticaux 7x3 et sur deux paires de pieux inclinés. Le quai traverse une pente en sable dense. Les auteurs ont utilisé la méthode des éléments finis du programme ABAQUS 3D (Dassault Systèmes Simulia Corp. 2009), en appliquant un chargement latéral de 15 000 kN au sommet des pieux par l'analyse statique non linéaire (Pushover).

Dans le cas où le quai est constitué uniquement de pieux verticaux : chaque pieu enregistre un moment fléchissant maximal à sa tête, et la dernière rangée de pieux (près du

côté terre) reprend 33% du chargement latéral par rapport aux six autres rangées. Dans le cas contraire où les pieux inclinés sont pris en considération, le déplacement latéral en tête des pieux diminue.

En faisant varier la position des pieux inclinés, le déplacement latéral minimal à la tête des pieux est enregistré par le quai avec des pieux inclinés dont la position est entre les deux dernières rangées du quai (pieux près du côté terre). Le moment fléchissant minimal est enregistré au sommet des pieux de la dernière rangée du quai de la même position.

2.5.2.3. Shi et al. (2016)

Shi et al. (2016) ont analysé le comportement sismique d'un quai sur pieux dans le port de Tianjin (Chine) soumis au séisme de Tangshan (1976). Le remblai derrière le quai est maintenu par un mur de soutènement placé sur une digue en enrochement. Cette digue a une configuration qui ressemble à la configuration single-lift. Après le séisme, le quai s'est affaissé et s'est incliné en raison du glissement du sol en pente. Le tassement mesuré du mur de soutènement est de 15 - 25 cm.

Les auteurs ont utilisé la méthode des éléments finis en 3D du code de calcul ABAQUS. La coupe transversale du quai est représentée sur la Figure 2.29.a. Le sol est représenté par le modèle Mohr-Coulomb. Les pieux sont considérés comme étant élastiques linéaires, et l'angle de frottement à l'interface sol-pieux est de 30° . La Figure 2.29.b montre le tassement du mur de soutènement obtenu par le calcul au point A. Ce dernier se trouve au sommet du mur de soutènement, sa position est représentée sur la Figure 2.29.a. Le tassement maximal calculé est de 17,3 cm, ce qui est en accord avec le tassement mesuré.

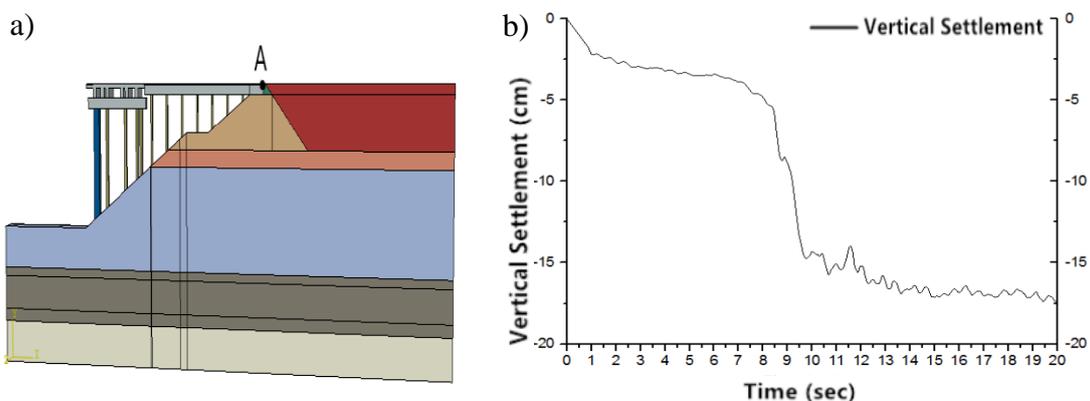


Figure 2.29. a) Coupe transversale du quai et la position du point A, b) déplacement vertical du point A en fonction du temps. (Shi et al. 2016).

Les auteurs ont constaté que le sol de fondation autour des pieux joue un rôle important dans la résistance au déplacement latéral des pieux vers le large. Ils ont proposé une solution de traitement du sol liquéfiable derrière le quai par des colonnes ballastées. Ils ont trouvé un déplacement horizontal maximal du sol de fondation et un tassement maximal du remblai derrière le quai respectivement de 8,9 cm et de 24 cm, alors qu'ils étaient respectivement de 10,5 cm et de 85 cm avant le traitement.

2.5.2.4. Tran et al. (2017)

Tran et al. (2017) ont effectué une analyse dynamique du quai de Takahama Wharf (port de Kobe) endommagé durant le séisme de the Hyogo-ken Nambu (1995). Ils ont utilisé la méthode des différences finies en 3D du code de calcul FLAC (Itasca 2012b). Le modèle Finn-Byrne est appliqué au remblai de sable et au sable alluvionnaire pour simuler la génération des surpressions interstitielles. Le reste des couches de sol est représenté avec le modèle Mohr-Coulomb.

Les auteurs ont obtenu des résultats sur la déformation du quai (déplacements, inclinaison, etc.) qui sont conformes aux données mesurées sur le site. Ils ont remarqué aussi que la génération des surpressions interstitielles dans le remblai derrière les caissons, qui augmentait rapidement juste après 5 secondes du début de chargement sismique, était la majeure cause du grand déplacement du quai. La liquéfaction totale n'a pas été observée dans ce remblai (r_u était approximativement de 0,85), mais la génération des surpressions interstitielles induisait une augmentation rapide de la poussée des terres sur le mur gravitaire en caisson (Figure 2.30). Cette poussée est transmise à la plateforme du quai à travers le pont. Ce dernier a un effet significatif sur le comportement sismique du quai. La même remarque a été présentée dans les travaux expérimentaux de Takahashi (2002) et Takahashi et Takemura (2005).

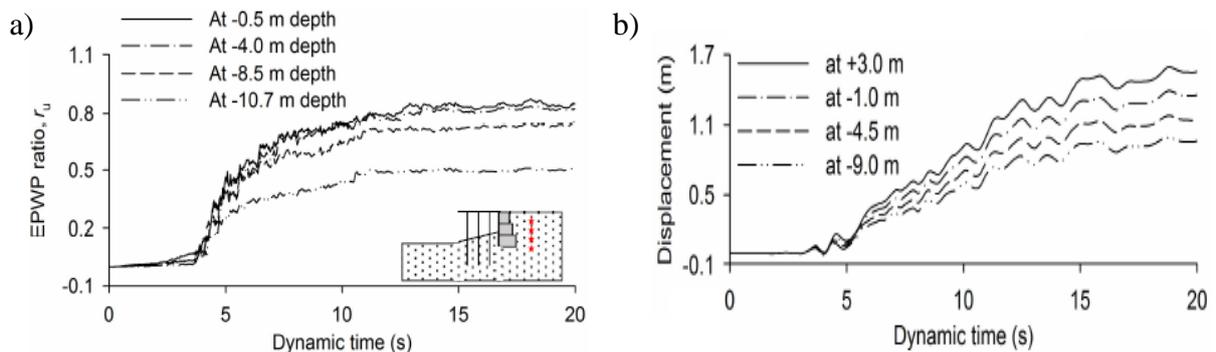


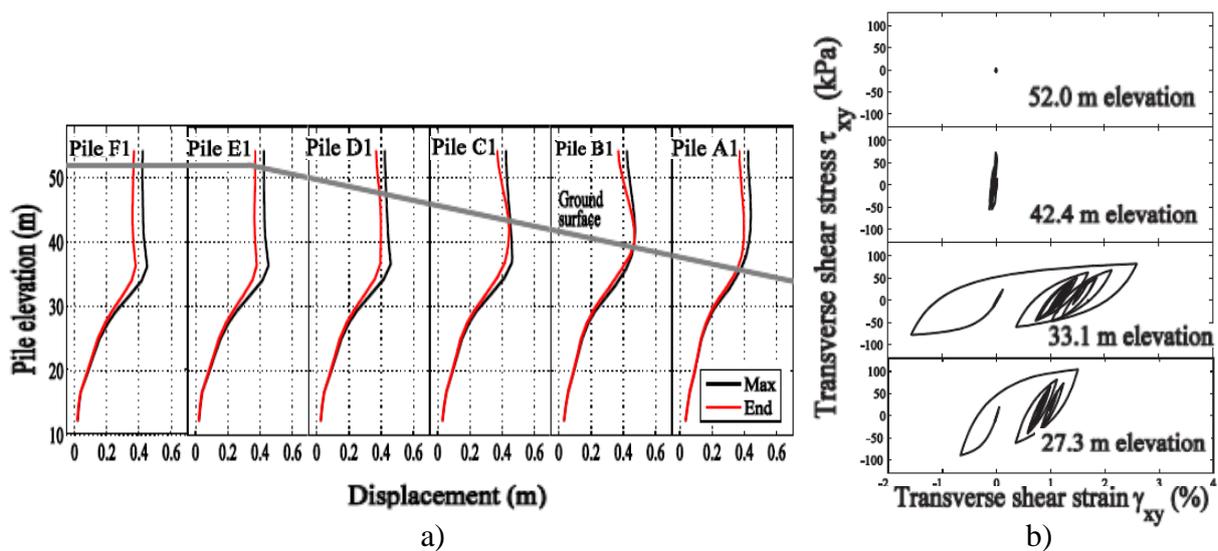
Figure 2.30. a) Génération des surpressions interstitielles à différentes profondeurs derrière les caissons, b) déplacement latéral du mur de soutènement. (Tran et al. 2017).

2.5.2.5. Su et al. (2017, 2021)

Su et al. (2017) ont réalisé une analyse par la méthode des éléments finis en 3D du code de calcul OpenSees (McKenna et al. 2000) d'un quai sur pieux typique du sud-ouest des Etats-Unis d'Amérique, soumis au séisme de Northridge 1994. Le quai possède une digue de type cut-slope. La valeur de 20 kPa a été attribuée à la cohésion des enrochements.

Les auteurs ont constaté que : (i) Les déplacements des pieux sont affectés de manière significative par les déformations de la pente. Leurs déplacements à la fin du chargement sont plus petits que ceux lors du déplacement maximal de la plateforme (Figure 2.31.a). De plus, cette baisse en déplacement est plus grande dans les pieux près du côté terre (les pieux des rangées D, E et F). (ii) Les plus grands déplacements latéraux du sol se produisent dans les couches supérieures, à cause de la grande déformation en cisaillement de la couche argileuse, comme indiqué à l'élévation 33,1 m de la Figure 2.31.b. (iii) Des affaissements de sol sont obtenus tout au long de la pente et des soulèvements se sont produits au pied de la digue. La digue enregistre un déplacement latéral plus important près de son pied.

Su et al. (2021) ont trouvé que les pieux E1 et F1 présentaient une réponse plus importante que celle des pieux A1 à D1. D'après les auteurs, cette observation démontre que l'interaction sol-pieu en présence d'une pente, où la longueur libre des pieux change, a un impact important sur la réponse des pieux, et elle doit être prise en considération dans les codes de calcul lors de l'évaluation des performances sismiques des pieux.



2.5.2.6. Hajimollaali et al. (2020)

Hajimollaali et al. (2020) ont présenté une étude paramétrique d'un quai sur pieux dans le but d'estimer le déplacement des pieux dans les sols en pente lors d'un séisme, et cela d'une manière rapide et qui ne requiert pas beaucoup d'efforts de calcul. Ils ont utilisé la méthode des différences finies du code de calcul FLAC 3D (Itasca 2002). Le sol a été modélisé avec le modèle Mohr-Coulomb. A l'issue de cette étude, les auteurs ont proposé une approche simplifiée qui consiste d'abord à déterminer le coefficient de sécurité de la pente (FS). Ensuite, il faut l'introduire comme une donnée d'entrée pour déterminer le déplacement maximal du groupe de pieux (δ) lors d'un séisme (Figure 2.32), en suivant les équations (2.8), (2.9) et (2.10) présentées ci-dessous :

$$y = 16,45 x^{-0,62} \quad (2.8)$$

$$y = FS \cdot \frac{\omega D}{V_s} \quad (2.9)$$

$$x = \frac{\delta}{D} \cdot \frac{E_s H_s^4}{E_p I_p} \quad (2.10)$$

Avec D : Diamètre du pieu (m) (« d » sur la Figure 2.32). ω : Fréquence du séisme (s). V_s : Vitesse de l'onde de cisaillement (m/s). E_s : Module élastique du sol (N/m^2). H_s^4 : Hauteur de la pente (m^4). E_p : Module élastique du pieu (N/m^2). I_p : Moment d'inertie du pieu (m^4).

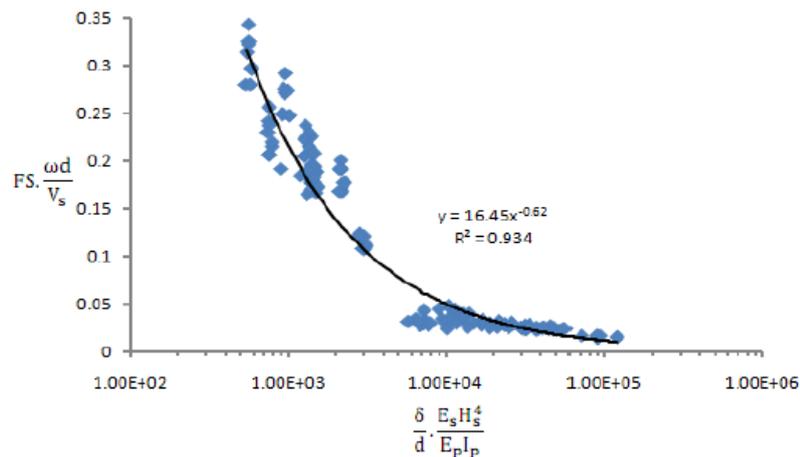


Figure 2.32. Relation entre le facteur de sécurité pseudo-statique et le déplacement des pieux lors d'un séisme (Hajimollaali et al. 2020).

Pour valider cette approche, les auteurs ont comparé les résultats obtenus par rapport : (i) aux essais en centrifugeuse sur les modèles SMS02 et JCB01 (Schlechter et al. 2004) ; et (ii) à une analyse numérique en 3D par éléments finis du programme ParCYCLIC, effectuée

sur le poste 100 du quai à conteneur du port de Los Angeles (Lu 2006). Hajimollaali et al. ont trouvé une différence entre les déplacements qui était acceptable (nettement inférieure à 15%).

2.5.3. Analyses numériques en 2D et 3D (hybrides)

La modélisation en 3D requiert un grand nombre de degrés de liberté pour modéliser un quai et le sol environnant. Dans Takahashi (2002) et Takahashi et Takemura (2005), une procédure hybride a été introduite pour modéliser le quai de Takahama Wharf. Cette procédure est une analyse numérique en éléments finis réalisée simultanément en 2D et 3D, tel que : le quai sur pieux et le sol l'entourant sont modélisés en 3D, par contre le mur de quai est modélisé en 2D (Figure 2.33.a). Cette procédure permet de diminuer le temps de calcul de quelques heures jusqu'à une journée. Elle réduit également le nombre de nœuds de 40% par rapport au cas d'une analyse en 3D complète. Les auteurs ont pris en considération le glissement entre l'interface sol-pieux et la rugosité de la surface du pieu. Ils ont utilisé le schéma implicite de Newmark pour l'intégration temporelle.

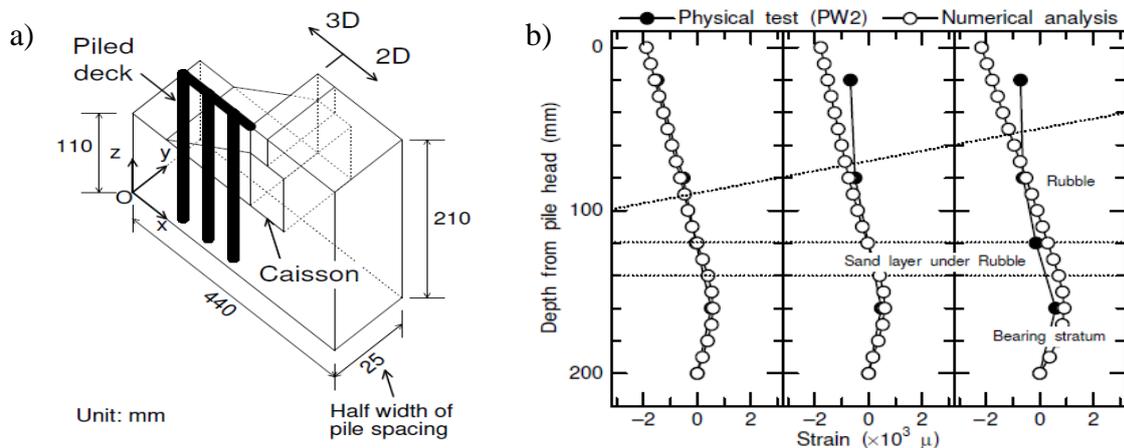


Figure 2.33. a) Dimensions du quai sur pieux, b) répartition des déformations permanentes le long des pieux (à $t = 0,24s$). (Takahashi 2002).

La Figure 2.33.b présente la répartition des déformations le long des pieux après le chargement. Les déformations apparaissent en tête des pieux et dans la couche porteuse juste en dessous de la couche de sable. Cette répartition est la même, que ce soit dans l'essai physique ou dans l'analyse numérique. L'emplacement des déformations maximales est en accord avec les observations post-sismiques qui ont été effectuées sur le site de Kobe (Figure 1.7). Néanmoins, une différence se fait sentir dans la valeur obtenue : dans le modèle physique, la déformation maximale est enregistrée à la tête du pieu qui se trouve du côté mer ; par contre dans le modèle numérique, elle est obtenue à la tête du pieu qui se trouve du côté

terre. Cette différence est due au fait que dans la modélisation numérique, la tête du pieu est fixée rigidement à la plateforme alors que ce n'est pas le cas dans le modèle physique.

2.6. Conclusion

Les essais expérimentaux ont permis de mieux comprendre l'interaction sol-structure dans les quais sur pieux. Malheureusement, l'expérimentation sur des ouvrages de grandeur réelle est coûteuse, limitée par les délais de réalisation et la difficulté voire la quasi-impossibilité de réaliser des études paramétriques. Quant aux modèles réduits, ils coûtent également cher. Ils exigent de traiter les mesures obtenues avec beaucoup de précautions et certaines conditions dites *de similitudes* doivent être respectées. Comme alternative à ces essais expérimentaux, de nombreuses analyses numériques ont été effectuées dans ce domaine. Les résultats issus de ces analyses ont permis de se rapprocher des mesures obtenues sur site et également de celles enregistrées expérimentalement ; que ce soit par des analyses en 2D, en 3D ou simultanément en 2D et 3D.

La modélisation en deux dimensions est toujours utilisée. Elle donne de bons résultats et pose moins de problèmes sur le temps et la capacité de calcul comparée à la modélisation en trois dimensions. De plus, les codes de calcul en deux dimensions sont plus accessibles que les codes qui utilisent les deux et trois dimensions simultanément (hybrides).

Afin de résoudre le problème d'interaction sol-structure en une seule étape pour l'ensemble du système, d'introduire différentes caractéristiques géométriques et de prendre en compte les non-linéarités du sol et de la structure ; la méthode globale (directe) va être utilisée dans la deuxième partie de cette thèse, lors de l'analyse numérique du comportement sismique des quais sur pieux.

Dans le domaine de la modélisation numérique, plusieurs chercheurs ont développé différents modèles de comportement du sol, pour se rapprocher de son comportement réel et essayer de cerner le mieux possible l'interaction sol-structure. Ces modèles possèdent des caractéristiques différentes dont il est intéressant de connaître leur impact sur les résultats obtenus. Ce point est analysé dans le chapitre suivant, en utilisant la méthode des éléments finis en deux dimensions du code de calcul PLAXIS (Plaxis bv 2010a).

***Partie 2. Analyse numérique du comportement
sismique des quais sur pieux par
la méthode des éléments finis***

***Chapitre 3. Influence des modèles de comportement du
sol sur le comportement sismique des quais
sur pieux***

3.1. Introduction

Le sol est un matériau complexe qui présente un comportement non linéaire lorsqu'il est soumis à de faibles niveaux de déformations (Atkinson & Salfors 1991), comme les déformations autour des excavations profondes et des tunnels, et lorsque le sol est soumis à des mouvements sismiques.

Dans le but de se rapprocher du comportement réel du sol, les mécaniciens du sol ont développé différents modèles de comportement du sol avec différentes caractéristiques.

Dans ce chapitre, les trois modèles de comportement du sol : MC, HS et HSS (présentés dans l'Annexe B), vont être utilisés séparément dans la modélisation d'un quai sur pieux soumis à un séisme, dans le but d'évaluer leur impact sur les résultats obtenus. Pour cela, une configuration typique de quai sur pieux avec une digue en enrochement, très utilisée dans le monde, a été prise des travaux en centrifugeuse de McCullough (2003). Cette configuration représente le modèle JCB01 de Boland et al. (2001a). La description des modèles physique et numérique utilisés est présentée dans ce chapitre, ainsi que l'analyse de validation effectuée par rapport aux résultats de Heidary-Torkamani et al. (2014b). A l'issue de cette analyse, la comparaison des résultats obtenus a permis de déterminer quelques conclusions. D'une manière générale, la construction de ce chapitre est basée sur les données et les résultats publiés par Deghoul et al. (2020).

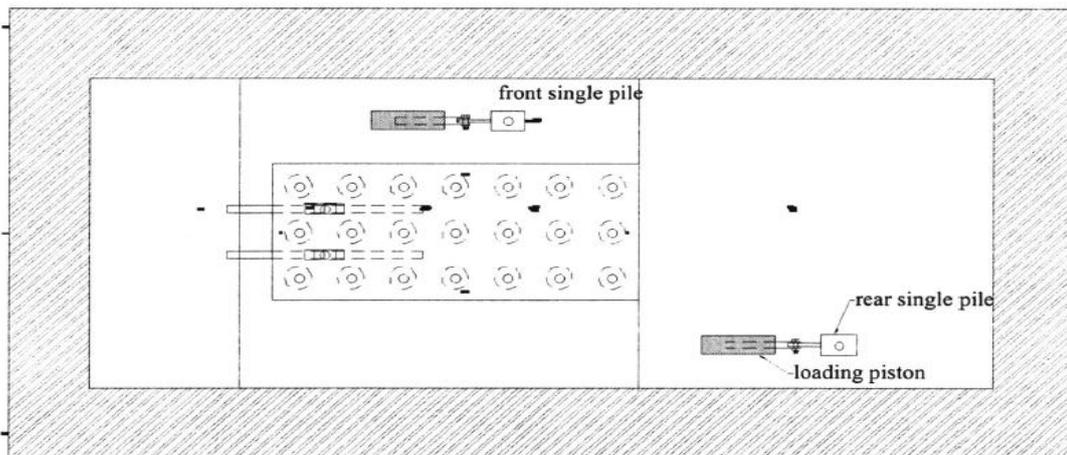
3.2. Modélisation numérique du quai sur pieux

3.2.1. Géométrie du modèle

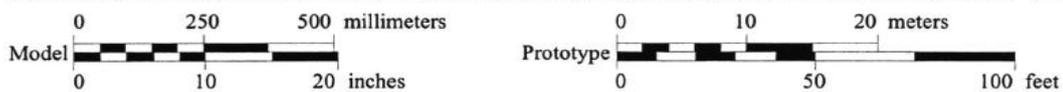
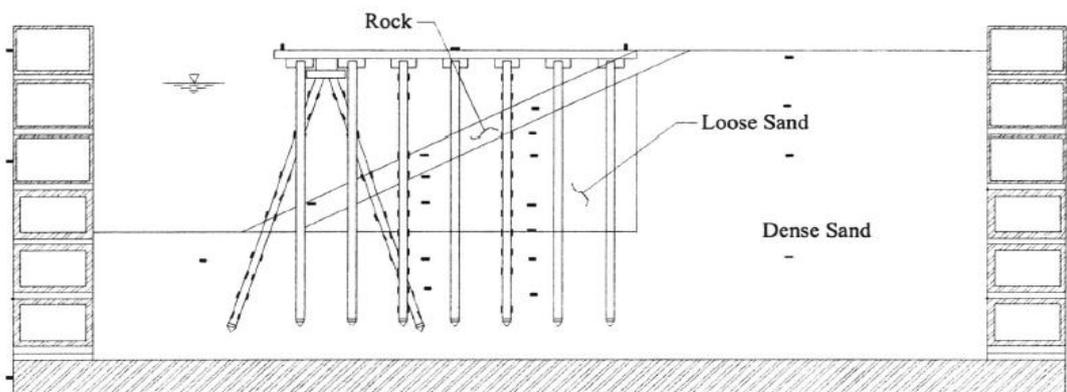
3.2.1.1. *Modèle en centrifugeuse*

Le modèle étudié est sélectionné parmi une série d'essais en centrifugeuse, réalisée au Centre Davis de la modélisation géotechnique de l'Université de la Californie (USA), avec un facteur d'échelle (n) égal à 40. La vue en plan et la coupe transversale du modèle en centrifugeuse JCB01 sont présentées sur la Figure 3.1.

Dans l'Annexe A, une brève introduction à la modélisation physique en centrifugeuse a été présentée (Thorel et al. 2008; Bouafia 2017; Haouari & Bouafia 2019). Il figure également une description de la centrifugeuse de l'UC Davis, des facteurs d'échelle et de la construction du modèle JCB01 (Kutter et al. 1991, 1994; Wilson 1998; Boland et al. 2001a; McCullough 2003).



a)



- Pore Pressure Transducer
- ⋯ Accelerometer
- ⊥ Linear Potentiometer
- ⊥ Strain Gauge (moment)
- ⊥ Strain Gauge (axial)
- Mini Air Hammer

b)

Figure 3.1. Modèle en centrifugeuse JCB01 (McCullough 2003) : a) vue en plan, b) vue de profil.

Le quai du modèle JCB01 est constitué d'une plateforme fondée sur trois rangées de sept pieux verticaux, et sur deux paires de pieux inclinés placées du côté mer de la plateforme entre chaque deux rangées de pieux verticaux. Les pieux du quai traversent une digue en enrochement de configuration cut-slope (sliver). La roche de la digue provient d'une carrière sur l'île de Catalina, au large de la côte sud de la Californie. Cette roche a été concassée jusqu'à avoir une taille appropriée pour l'essai, afin de représenter l'interaction entre l'enrochement et le pieu.

Dans le modèle, la couche d'enrochements surmonte du sable lâche en pente de 1/2. Ce sable lâche a un indice de densité relative de 40% et un nombre de coups (SPT) corrigé $(N_1)_{60}$ égal à 14 (Heidary-Torkamani et al. 2014b). Le sol de fondation et le remblai derrière le quai sont tous les deux constitués d'un sable dense ayant un indice de densité relative de 74%. Les deux types de sable (lâche et dense) sont du sable du Nevada (Arulmoli et al. 1992). Les propriétés des sols utilisés dans la centrifugeuse sont présentées au paragraphe A.6 de l'Annexe A.

3.2.1.2. Modèle numérique en éléments finis

Dans cette étude, le code de calcul en éléments finis PLAXIS 2D version 2010 (Plaxis bv 2010a) a été utilisé. Une brève description de ce code et les détails de l'analyse en éléments finis sont donnés respectivement aux paragraphes B.2 et B.3 de l'Annexe B.

Le quai du modèle numérique, présenté sur la Figure 3.2, est constitué d'une plateforme d'une longueur de 28,1 m, fondée sur sept pieux verticaux et une paire de pieux inclinés.

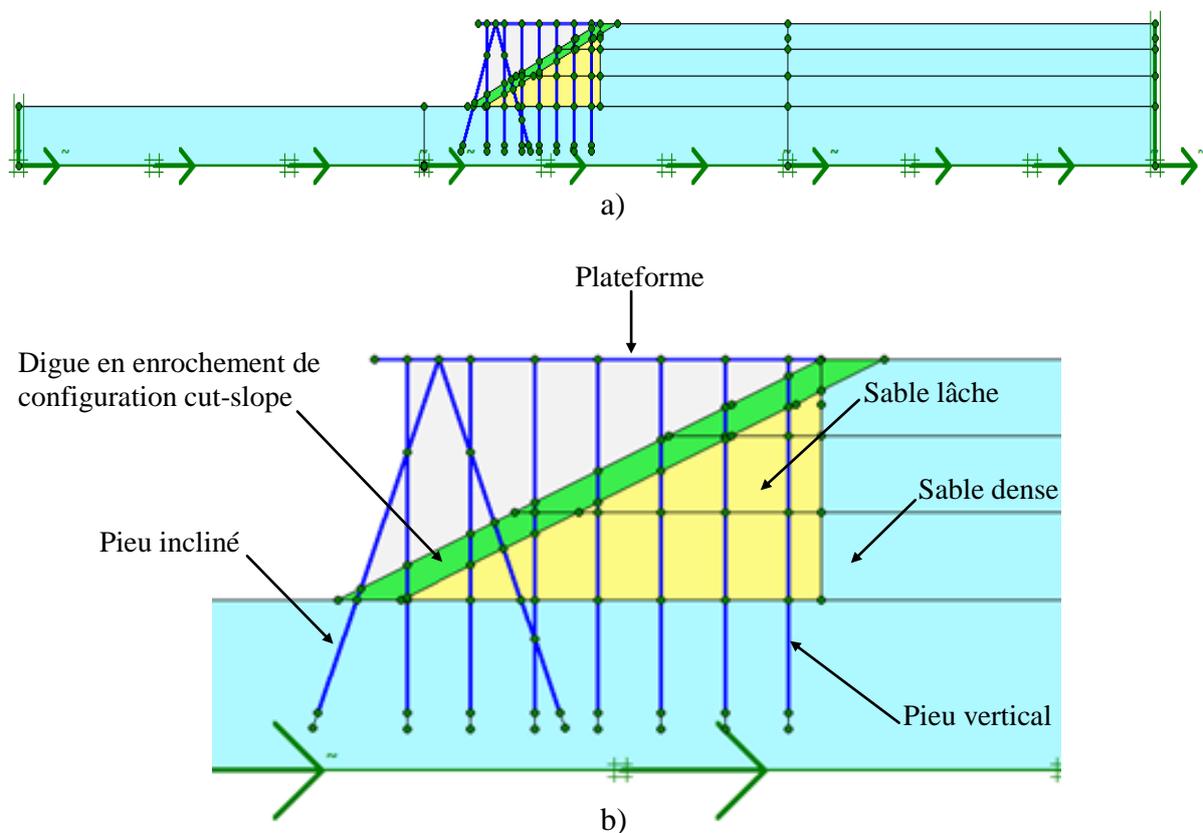


Figure 3.2. Géométrie du quai dans le modèle en éléments finis : a) vue globale du modèle, b) vue partielle du modèle (autour du quai).

Les pieux verticaux ont un diamètre de 636 mm, un espacement de 4 m et une longueur d'environ 22,38 m. La hauteur de la digue en enrochement est de 15,2 m avec une pente de 1/2 qui surmonte une couche de sable lâche. Le sol de fondation et le remblai derrière le quai sont en sable dense. La profondeur d'eau est de 12,4 m. Ces dimensions du quai utilisées dans cette modélisation reprennent celles du quai prototype JCB01 (voir l'Annexe A).

La longueur de la géométrie du modèle numérique (B) dépasse 10 fois la hauteur de la géométrie du modèle (H). Les frontières absorbantes de type « *Standard earthquake boundaries* » ont été placées sur les limites latérales du modèle, en utilisant les valeurs par défaut des coefficients de relaxation : $C_1 = 1$ et $C_2 = 0,25$.

Les blocages standards de PLAXIS (*Standard fixities*) ont été utilisés pour bloquer les déplacements des parois du modèle : les limites verticales ont été fixées dans la direction horizontale ($u_x = 0$) ; et quant à la limite inférieure, elle a été fixée dans les deux directions : verticale et horizontale ($u_x = u_y = 0$).

L'analyse est effectuée en déformations planes avec des éléments triangulaires à 15 nœuds et une erreur tolérée de 0,01 ; sachant que l'erreur maximale sur l'équilibre global qui est tolérée selon le réglage standard et acceptable dans la plupart des calculs est de 0,03. Un maillage de grosseur « *fin* » a été appliqué au modèle avec un raffinement autour de la digue en enrochement. L'influence du maillage a été examinée.

Les coefficients de Newmark pris dans cette analyse sont les valeurs standards du PLAXIS ($\alpha_N = 0,3025$ et $\beta_N = 0,6$), ce qui correspond à $\alpha = 0,1$. Le pas de temps (dt) utilisé est de 0,019s. Pour réduire le temps de calcul et la mémoire utilisée, le nombre de pas additionnels (m) est pris égal au nombre de points de l'accélérogramme qui est de 2000 points, et le nombre de sous-pas dynamiques (n) est pris égal à 1.

3.2.2. Caractéristiques du sol

Dans cette étude, trois modèles de comportement du sol vont être utilisés : le modèle linéaire élastique-parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (MC), le modèle élasto-plastique avec écrouissage (HS) créé par Schanz et al. (1999) et le modèle Hardening Soil qui tient compte de la raideur du sol sous petites déformations (HSS) développé par Benz (2007). Les principales caractéristiques de ces trois modèles de comportement du sol ont été présentées respectivement aux paragraphes B.4.1, B.4.2 et B.4.3

de l'Annexe B. Concernant les propriétés géotechniques des sols utilisés dans la modélisation en éléments finis pour ces trois modèles de comportement du sol, elles sont présentées ci-dessous :

3.2.2.1. Modèle MC

Dans cette analyse numérique, trois matériaux de sol ont été utilisés : un sable dense pour le sol de fondation et le remblai derrière le quai, un remblai en sable lâche et une digue en enrochements. Leurs propriétés dans le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de type Mohr-Coulomb sont présentées dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1. Propriétés des sols utilisées pour le modèle MC (Boland et al. 2001a; McCullough 2003).

Paramètre	Unité	Sable dense	Sable lâche	Enrochements
φ	°	37	33,2	45
ψ	°	21	7	0
c	kN/m ²	0,5	0,5	15 ⁽¹⁾
ν	-	0,3	0,3	0,2
$E = E_{MC}^{(2)}$	kN/m ²	6,032 x 10 ⁴	1,638 x 10 ⁴	2,232 x 10 ⁴

⁽¹⁾ : La pseudo-cohésion (c^*).

⁽²⁾ : E_{MC} est le module de Young pour le modèle Mohr-Coulomb, c'est le même module E défini au paragraphe B.4.1 de l'Annexe B.

Le code en éléments finis PLAXIS peut manipuler des sols pulvérulents avec des cohésions égales à zéro, mais quelques options ne vont pas bien s'exécuter. Le manuel des modèles de matériaux du PLAXIS (Plaxis bv 2010b) conseille de mettre au moins une petite valeur de cohésion de telle sorte à avoir la cohésion $c > 0,2$ kPa. Dans ce travail, la cohésion du sable dense et du sable lâche a été prise égale à 0,5 kPa.

Généralement, le sol se compose de particules granulaires et il est modélisé dans les analyses numériques comme un continuum. La dimension d'une particule individuelle du sol est 30 à 40 fois plus petite que le diamètre du pieu ou des dimensions de la fondation. Dans le cas des enrochements utilisés dans les structures marines, la taille médiane d'un enrochement est 2,5 à 3 fois plus petite que le diamètre du pieu. Alors, les particules de la roche agissent comme des particules individuelles et moins comme un continuum (McCullough 2003). Diaz et al. (1984) ont introduit le concept de la pseudo-cohésion dans les enrochements (ou

cohésion artificielle), afin de modifier le comportement continuum et obtenir des résultats numériques qui correspondent aux résultats mesurés. Ce concept de pseudo-cohésion a été également repris par Martin (2005) et McCullough et Dickenson (2004).

Par conséquent, une pseudo-cohésion de 15 kPa a été attribuée aux enrochements de cette étude, afin de considérer l'interaction individuelle des particules de roche (des enrochements) avec le pieu (McCullough 2003). Un angle de dilatance de 0° a également été appliqué aux enrochements suite aux conclusions de McCullough (2003) obtenues lors de la comparaison entre les résultats mesurés et ceux calculés sur les pieux (paragraphe 2.5.1.2).

Le poids volumique sec est de $16,33 \text{ kN/m}^3$; $15,22 \text{ kN/m}^3$ et $16,11 \text{ kN/m}^3$ respectivement pour le sable dense, le sable lâche et les enrochements (McCullough 2003; Heidary-Torkamani et al. 2014b).

L'indice des vides pour le sable dense, le sable lâche et les enrochements sont respectivement de 0,667 ; 0,763 et 0,675.

La perméabilité est de $0,043 \times 10^{-3} \text{ m/s}$; $0,066 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ et $0,01 \text{ m/s}$ respectivement pour le sable dense, sable lâche et les enrochements. Le coefficient d'amortissement du sol (ξ) est pris égal à 5%. Le poids volumique de l'eau est $10,3 \text{ kN/m}^3$ (eau salée).

3.2.2.2. Modèle HS

Le modèle HS qui est implémenté dans le code en éléments finis PLAXIS, nécessite trois types différents de module de rigidité du sol : E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} et E_{ur}^{ref} . Dans beaucoup de cas pratiques, il est très fréquent de déterminer ces modules par l'intermédiaire des équations (3.1), (3.2) et (3.3) présentées dans le manuel des modèles de matériaux du PLAXIS (Plaxis bv 2010b). Le modèle HS utilise les paramètres de sol qui sont présentés dans le Tableau 3.2 en plus de ceux du modèle MC.

$$E_{50}^{ref} = E_{MC} \quad (3.1)$$

$$E_{50}^{ref} = 1,25 E_{oed}^{ref} \quad (3.2)$$

$$E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref} \quad (3.3)$$

Tableau 3.2. Propriétés des sols utilisées pour le modèle HS (hormis celles du modèle MC) (Deghoul et al. 2020).

Paramètre	Unité	Sable dense	Sable lâche	Enrochements
E_{50}^{ref}	kN/m ²	6,032 x 10 ⁴	1,638 x 10 ⁴	2,232 x 10 ⁴
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	4,826 x 10 ⁴	1,310 x 10 ⁴	1,786 x 10 ⁴
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	1,810 x 10 ⁴	4,914 x 10 ⁴	6,696 x 10 ⁴
p^{ref}	kN/m ²	100	100	100
m	-	0,5	0,5	0,5
K_0^{nc}	-	0,3982	0,4524	0,2929
R_f	-	0,9	0,9	0,9

3.2.2.3. Modèle HSS

Le modèle HSS reprend les mêmes paramètres que le modèle HS en plus de deux paramètres supplémentaires : le module de cisaillement initial en petites déformations (G_0^{ref}) pour une pression de référence p^{ref} et la déformation de cisaillement ($\gamma_{0,7}$) pour laquelle le module de cisaillement sécant (G_s) est réduit à 70% du module de cisaillement initial (G_0). Ces deux paramètres sont influencés par plusieurs facteurs, particulièrement par l'état de contrainte du matériau et de l'indice des vides.

Le module G_0^{ref} des sols pulvérulents peut être déterminé en utilisant différentes méthodes, avec différents efforts et différentes précisions (Wichtmann & Triantafyllidis 2009). La relation empirique (B.41) de l'Annexe B donnée par Hardin et Black (1969) a été utilisée dans cette analyse numérique. De même pour la détermination de la déformation de cisaillement ($\gamma_{0,7}$), des corrélations sont également disponibles, par exemple : la corrélation entre la déformation de cisaillement ($\gamma_{0,7}$) et l'indice de plasticité (IP) (Vucetic & Dobry 1991), ou en utilisant, comme c'est le cas de cette étude, la relation de Hardin-Drnevich présentée en équation (B.39) de l'Annexe B.

Les valeurs des deux paramètres supplémentaires G_0^{ref} et $\gamma_{0,7}$ du modèle HSS utilisées pour les trois matériaux de sol sont présentées dans le Tableau 3.3 :

Tableau 3.3. Paramètres d'entrée supplémentaires du modèle HSS (Deghoul et al. 2020).

Paramètre	Unité	Sable dense	Sable lâche	Enrochements
$\gamma_{0,7}$	-	$4,918 \times 10^{-4}$	$3,629 \times 10^{-4}$	$4,246 \times 10^{-4}$
G_0^{ref}	kN/m ²	$1,051 \times 10^5$	$9,108 \times 10^4$	$1,038 \times 10^5$

3.2.3. Propriétés des éléments de la structure du quai

Le problème principal lors de la modélisation avec le PLAXIS bidimensionnel est la transition de trois à deux dimensions. Par conséquent, la plateforme de quai fondée sur trois rangées de pieux va être modélisée en déformations planes (*plane strain*). La rangée de pieux dans le sens transversal sera transformée en un mur continu (*continuous wall elements*) définis par mètre de longueur, appelé pieux en déformations planes (*psp*) (*plane strain piles*) comme représenté sur la Figure 3.3.

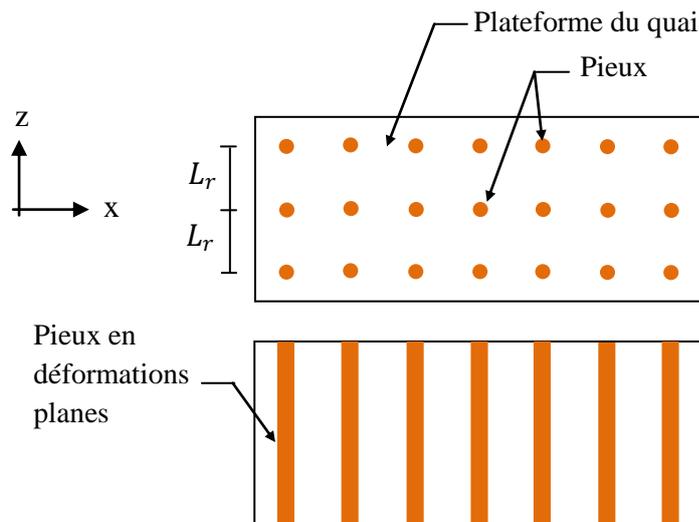


Figure 3.3. Modèle en déformations planes de la plateforme du quai supportée par trois rangées de sept pieux verticaux.

Cette méthode de modéliser les pieux dans un modèle en déformations planes est fréquemment utilisée dans les radiers sur pieux (Desai et al. 1974; Prakoso & Kulhawy 2001; Waruwu et al. 2017).

La rigidité normale ($E A_{psp}$), la rigidité de flexion ($E I_{psp}$) et le poids (w_{psp}) des pieux en déformations planes sont calculés respectivement par les équations (3.4), (3.5) et (3.6) :

$$E A_{psp} = E A_p \frac{n_{p-row i}}{L_r} \quad (3.4)$$

$$E I_{psp} = E I_p \frac{n_{p-row i}}{L_r} \quad (3.5)$$

$$w_{psp} = w_p \frac{n_{p-row i}}{L_r} \quad (3.6)$$

Avec :

$E A_p$, $E I_p$, w_p : Respectivement la rigidité normale, la rigidité de flexion et le poids d'un pieu.

A_p et I_p : Section et moment d'inertie d'un pieu.

A_{psp} et I_{psp} : Section et moment d'inertie des pieux en déformations planes.

E : Module de Young du pieu.

L_r : Espacement entre pieux dans la direction z.

$n_{p-row i}$: Nombre de pieux dans une rangée « i » toujours dans le sens z.

Dans ce travail, le comportement des éléments de la structure de quai (plateforme et pieux) est considéré comme élastique linéaire. Ils ont été modélisés en utilisant l'outil plaques (*plate*) de PLAXIS. En ce qui concerne les propriétés des pieux et de la plateforme adoptées pour la modélisation numérique en éléments finis, elles figurent dans le Tableau 3.4. Elles sont déterminées sur la base des propriétés des pieux et de la plateforme du prototype JCB01 présentées aux paragraphes A.8 et A.9 de l'Annexe A.

Tableau 3.4. Propriétés des éléments structuraux prises dans la modélisation en éléments finis (Deghoul et al. 2020).

Paramètre	Désignation	Pieu ⁽¹⁾	Plateforme	Unité
Rigidité normale	EA	$1,631 \times 10^6$	$1,785 \times 10^7$	kN/m
Rigidité de flexion	EI	73,78	$9,672 \times 10^4$	kN.m ² /m
Epaisseur équivalente	d	0,0233	0,255	m
Poids	w	0,634	6,943	kN/m/m
Coefficient de Poisson	ν	0,33	0,33	/

⁽¹⁾ : Propriétés des pieux en déformations planes (*psp*).

3.2.4. Interfaces

L'interaction entre le sol et les pieux a été prise en compte en utilisant des éléments d'interface. Le matériau de l'élément d'interface doit être défini par un nouveau sol, qui a les mêmes propriétés de résistance que le sol environnant multiplié par un facteur, appelé le facteur de la réduction des efforts à l'interface R_{int} (*strength reducing factor*). Ce facteur permet de relier les caractéristiques de l'interface (le frottement de la paroi et l'adhérence) aux caractéristiques du sol (l'angle de frottement et la cohésion), comme exprimé en équations (3.7) et (3.8). Dans la plupart des cas, R_{int} est égal à 2/3. Ce nouveau sol doit être défini avec le modèle MC.

$$c_i = R_{int} c_{soil} \quad (3.7)$$

$$\tan(\varphi_i) = R_{int} \tan(\varphi_{soil}) \quad (3.8)$$

Avec :

c_i et φ_i : Cohésion et angle de frottement de l'élément d'interface.

c_{soil} et φ_{soil} : Cohésion et angle de frottement du sol environnant (sol associé).

Les interfaces sont placées des deux côtés du pieu. Pour les distinguer, un signe plus (+) et un signe moins (-) sont affectés de part et d'autre de la ligne géométrique du pieu. Ces deux signes n'ont aucune signification physique.

Les éléments d'interface ont été prolongés à l'intérieur du massif de sol dans le but d'accroître la flexibilité du maillage d'éléments finis et d'éviter les résultats dépourvus de sens physique pour les contraintes (Plaxis bv 2010c).

3.3. Chargement sismique

Le quai sur pieux est soumis au séisme de Loma Prieta 1989 enregistré à la station Oakland Outer Harbor (Figure 3.4) :

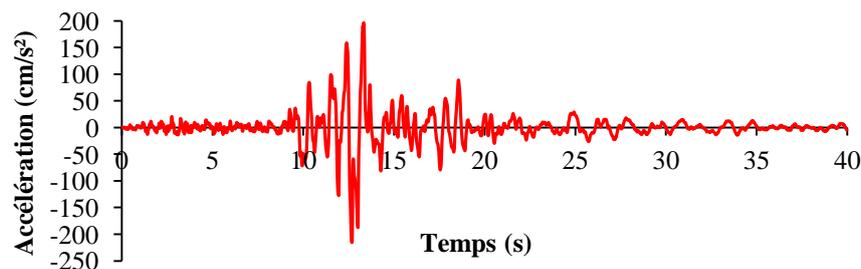


Figure 3.4. Accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989.

3.4. Validation de l'analyse numérique

Afin de vérifier le modèle numérique réalisé par la méthode des éléments finis de PLAXIS 2D, le déplacement du sol autour de la digue en enrochement et les surpressions interstitielles ont été déterminés et comparés aux résultats numériques de Heidary-Torkamani et al. (2014b). Ces derniers ont utilisé la méthode des différences finies du code de calcul FLAC 2D (Itasca 2000).

Les déplacements totaux du sol autour de la digue en enrochement pour les trois modèles constitutifs de sol MC, HS et HSS sont représentés sur la Figure 3.5.

Les déplacements totaux maximaux du sol calculés pour les trois modèles sont situés dans la partie supérieure du remblai en sable lâche. Leurs valeurs sont comprises entre 0,14 m et 0,15 m pour les modèles MC et HS, et entre 0,08 m et 0,09 m pour le modèle HSS. Quant à Heidary-Torkamani et al. (2014b), ils ont obtenu un vecteur de déplacement maximal de 0,08973 m (Figure 3.6). A remarquer que ce déplacement est inclus dans l'intervalle de déplacement déterminé avec le modèle HSS.

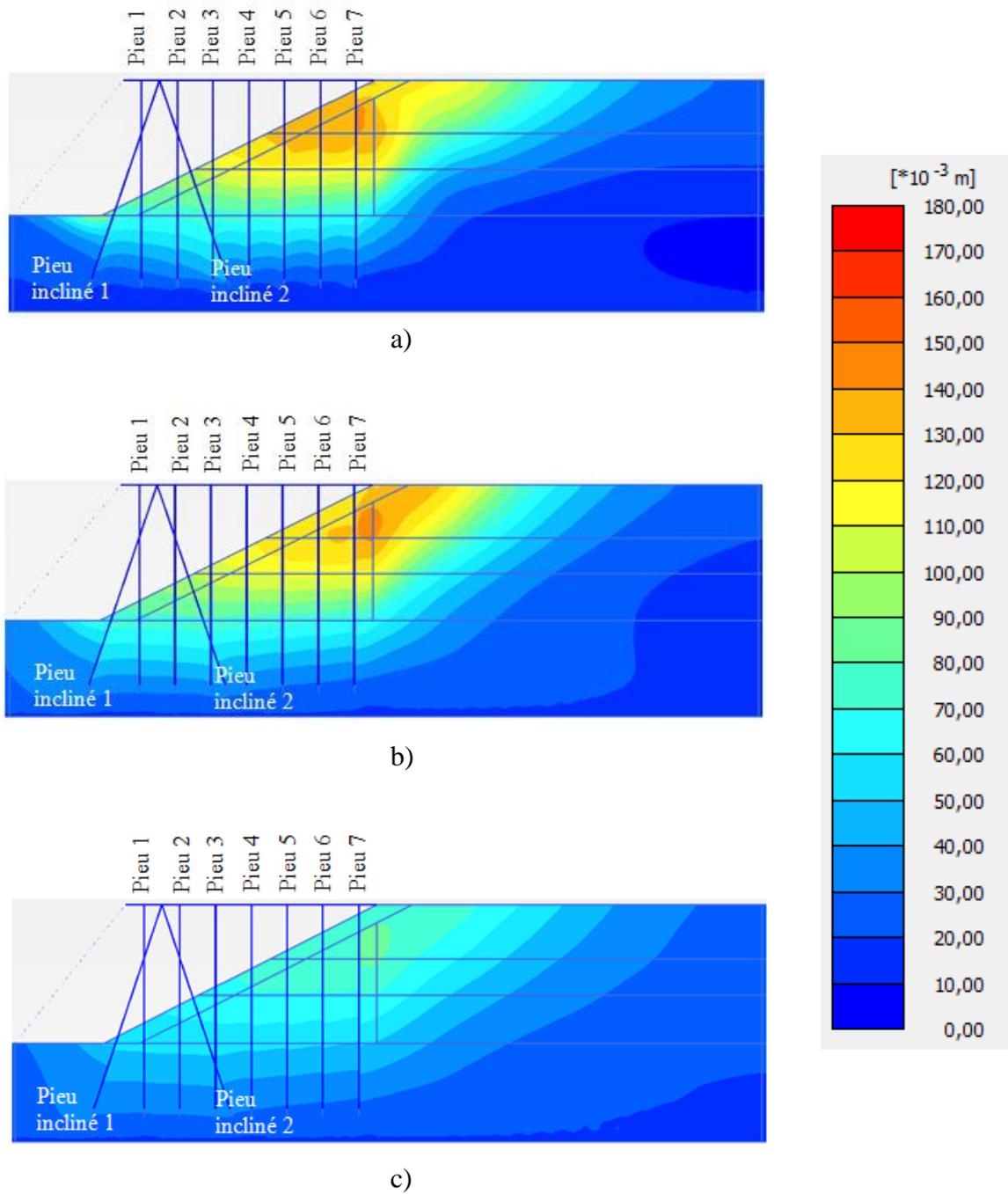


Figure 3.5. Déplacement total autour de la digue (figure adaptée Deghoul et al. (2020)) : a) modèle MC, b) modèle HS, c) modèle HSS.

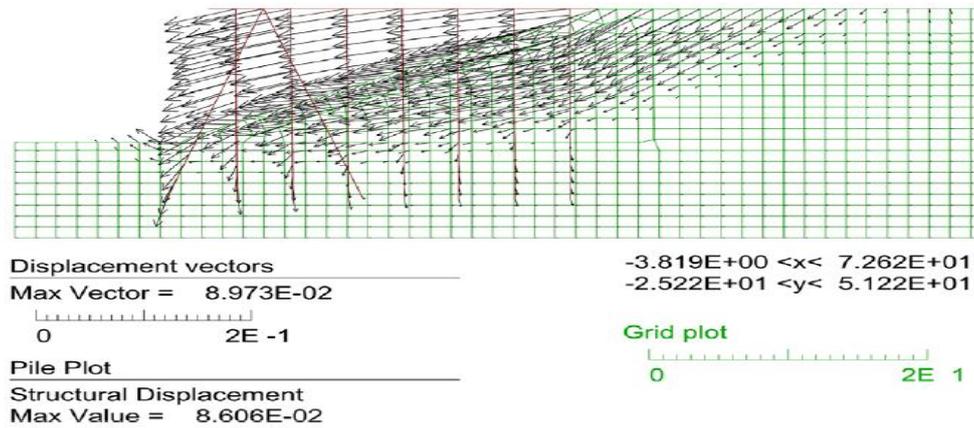


Figure 3.6. Déplacement aux nœuds du quai sur pieux (en m) d'après Heidary- Torkamani et al. (2014b).

Sur la Figure 3.7, la valeur de la pression interstitielle autour de la zone d'encastrement des pieux est d'environ 0,2 MPa. Ce résultat coïncide bien avec celui de la Figure 3.8 présenté par Heidary-Torkamani et al. (2014b).

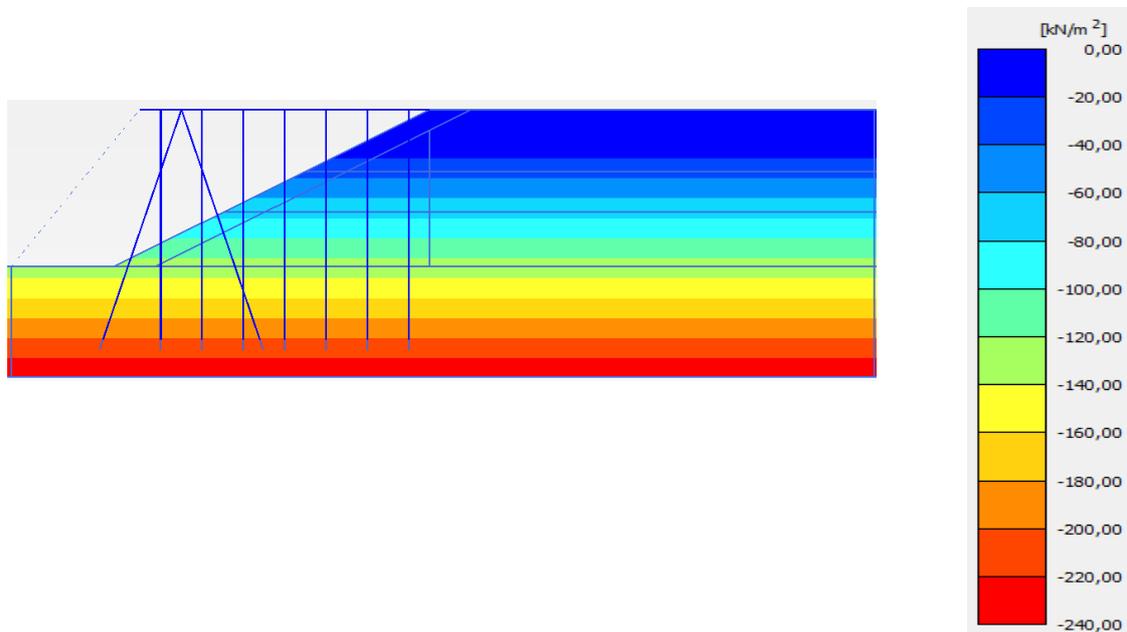


Figure 3.7. Contours de la pression interstitielle de la modélisation en éléments finis (Deghoul et al. 2020).

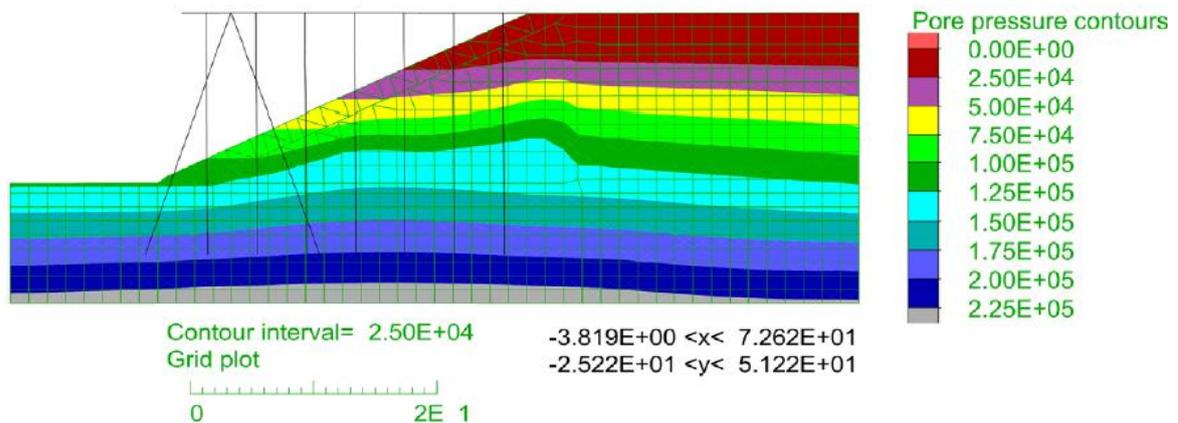


Figure 3.8. Contours de la pression interstitielle (en Pa) (Heidary-Torkamani et al. 2014b).

3.5. Résultats et discussions

3.5.1. Déplacement des pieux

La Figure 3.9 présente le déplacement total des pieux du quai sous le séisme de Loma Prieta de 1989, pour les trois modèles constitutifs de sol.

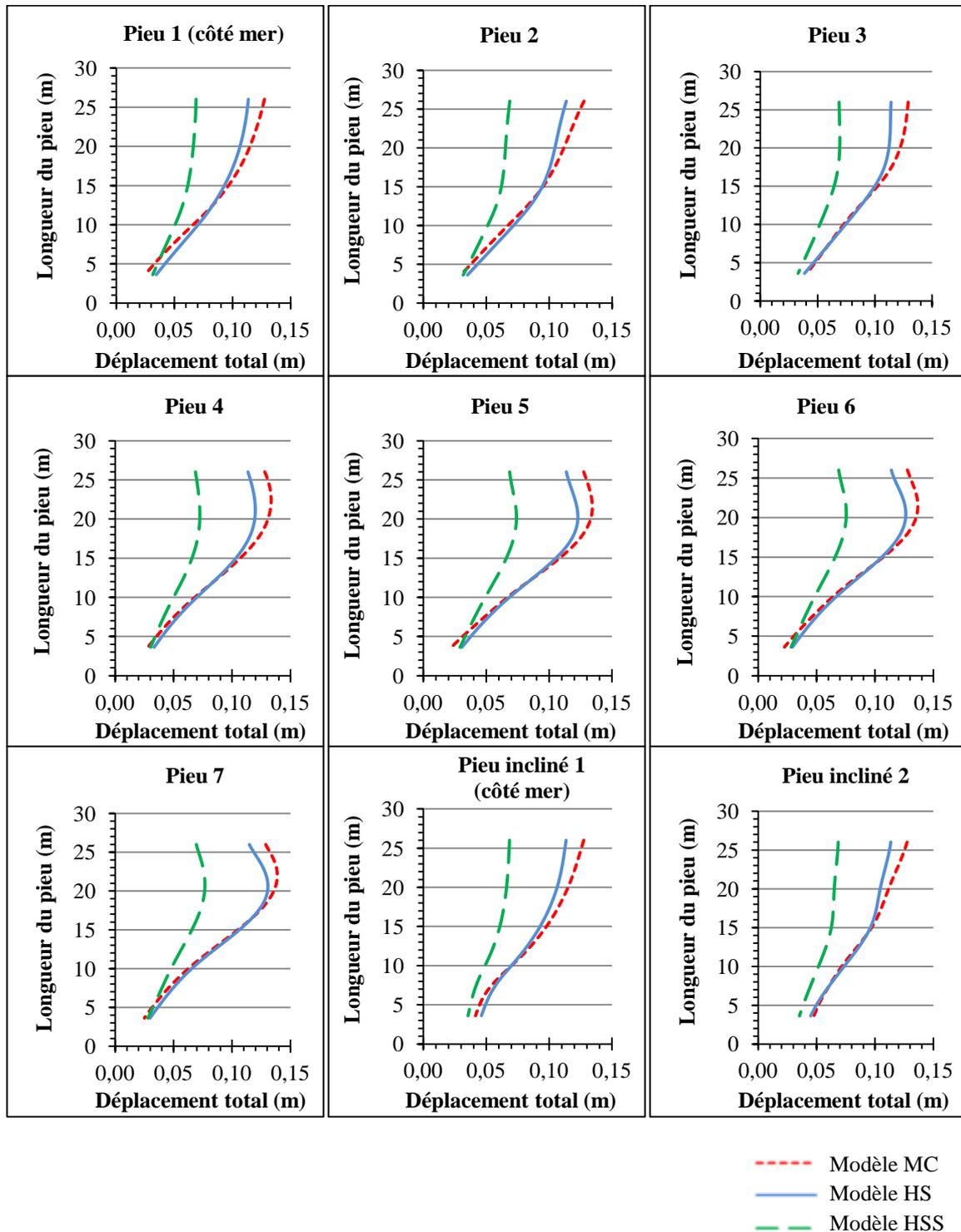


Figure 3.9. Déplacement total de chaque pieu du quai (figure adaptée Deghoul et al. (2020)).

3.5.1.1. Analyse du déplacement des pieux

En profondeur, les pieux sont encastrés dans un bon sol (couche de sable dense) : ils sont capables de supporter les efforts du quai et ils subissent de petites déformations pendant le séisme. Concernant les parties des pieux qui traversent le remblai en sable lâche, de grandes déformations se produisent dans le sable et au sommet de la digue comme cela a été vu sur la Figure 3.5, ce qui influe considérablement sur les déplacements des parties supérieures des pieux.

D'ailleurs, d'après la déflexion des pieux visualisée sur la Figure 3.9, les déplacements totaux à leurs bases sont faibles et ils sont presque de la même valeur dans les trois modèles de sol. Par la suite, ces déplacements totaux augmentent progressivement jusqu'à atteindre leurs maximums dans les parties supérieures des pieux. Ces valeurs maximales sont différentes pour les trois modèles de sol et dans chaque pieu.

En analysant le déplacement total maximal de chaque pieu, on peut noter que pour les trois premiers pieux du quai (côté mer) et aussi pour les pieux inclinés, le déplacement total maximal est atteint à la tête de chaque pieu. Pour les autres pieux, les déplacements totaux maximaux sont particulièrement localisés entre 20,2 m et 22,2 m de la hauteur du modèle comme cela se remarque très bien sur la Figure 3.9.

Le plus grand déplacement total maximal des différents pieux du quai est enregistré dans les trois modèles au niveau du dernier pieu du quai (le pieu 7 qui est le plus près du côté terre) ; causé par la déformation importante du sable lâche au sommet du remblai (zone instable) et par le fait qu'il possède une courte longueur libre. La valeur de ce déplacement est de 0,139 m ; 0,131 m et 0,077 m respectivement pour les modèles MC, HS et HSS, comme représenté sur la Figure 3.10.

En comparant les résultats de cette étude avec ceux de l'analyse numérique par la méthode des différences finies en Figure 3.6, où le déplacement maximal des pieux est égal à 0,08606 m (Heidary-Torkamani et al. 2014b), on constate que : les modèles MC et HS donnent des déplacements totaux maximaux des pieux surestimés respectivement de 61,51% et 52,2% ; alors que pour le modèle HSS, le déplacement total maximal est seulement sous-estimé de 10,52%.

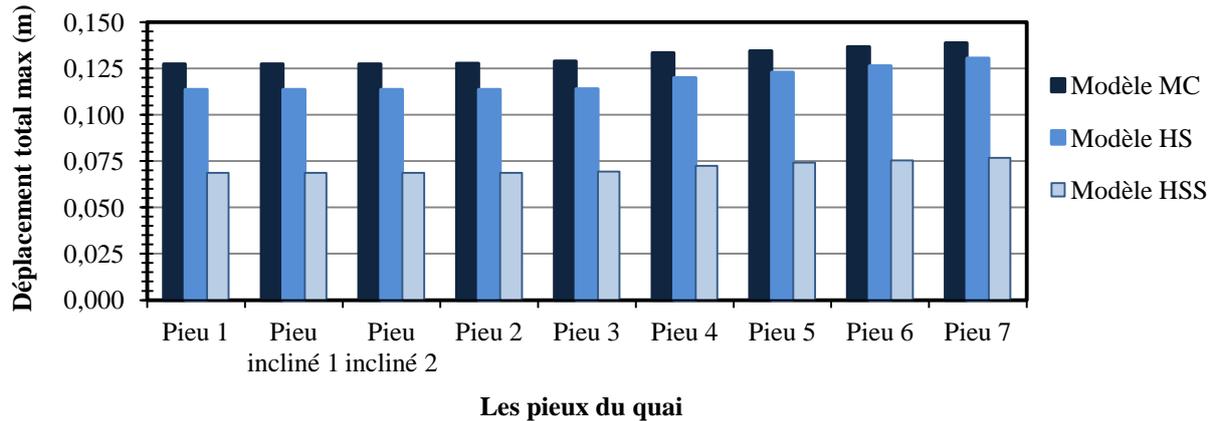


Figure 3.10. Déplacement total maximal de chaque pieu du quai avec les trois modèles de comportement du sol (Deghoul 2021).

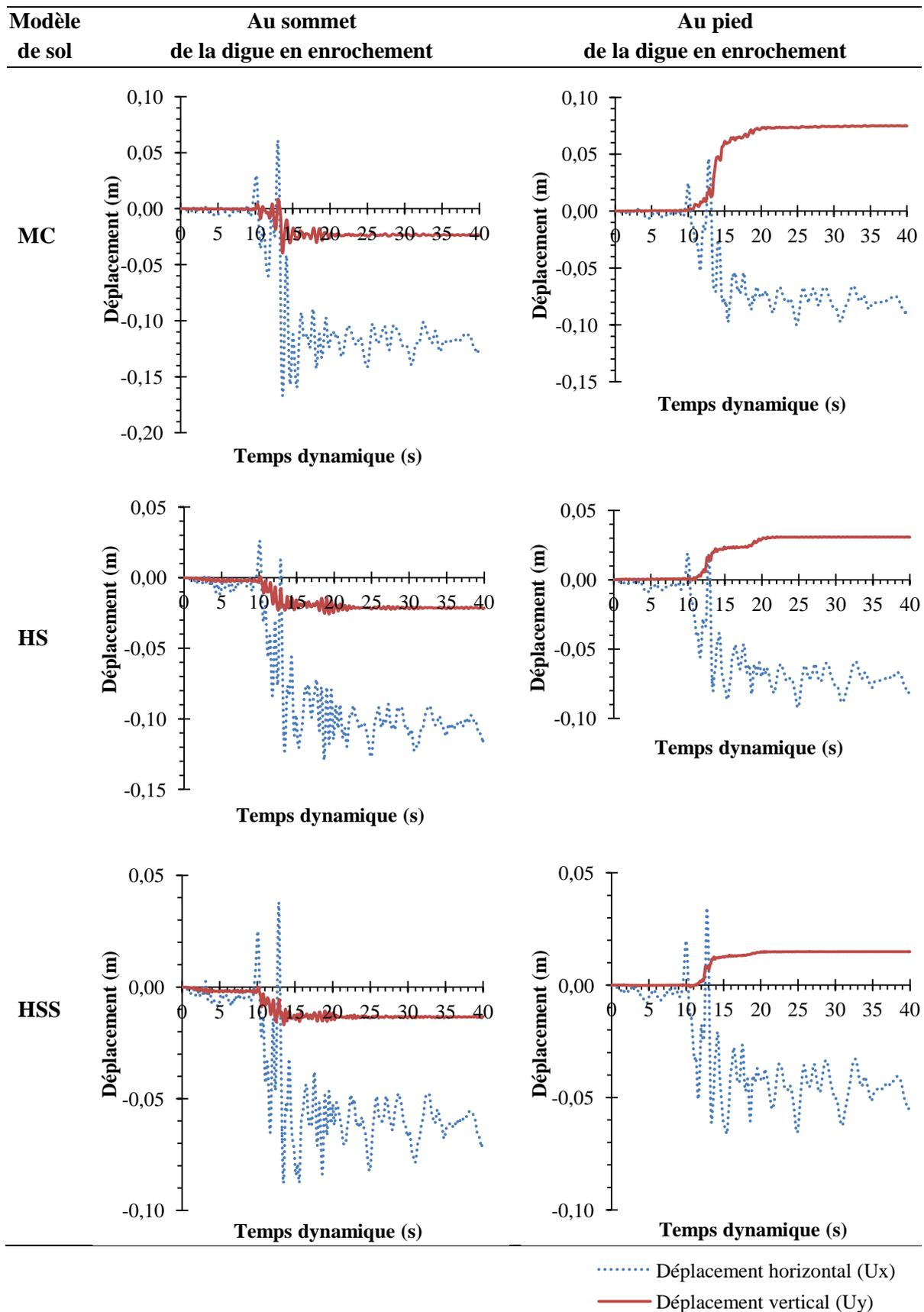
3.5.1.2. Conclusion 1

Les résultats obtenus avec le modèle HSS sont proches des résultats de l'analyse numérique menée par Heidary-Torkamani et al. (2014b). La modélisation avec le modèle MC a donné des résultats plus grands que ceux de la modélisation avec les modèles avancés (modèles HS et HSS). Cela est dû au fait que le modèle MC possède un module de Young constant pour le sol et utilise uniquement l'amortissement de Rayleigh, contrairement aux modèles avancés qui utilisent trois types différents de module de rigidité (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} et E_{ur}^{ref}). Cependant, le modèle HSS est capable de capturer un comportement plus réaliste du quai sur pieux durant le séisme, car il prend en compte de la rigidité du sol en petites déformations et introduit également un amortissement hystérique du matériau pendant le chargement sismique.

3.5.2. Déplacements au sommet et au pied de la digue en enrochement

Le Tableau 3.5 montre les déplacements en fonction du temps au sommet et au pied de la digue en enrochement de configuration cut-slope, pour les trois modèles de comportement du sol.

Tableau 3.5. Déplacements horizontaux et verticaux en fonction du temps au sommet et au pied de la digue en enrochement (tableau adapté Deghoul et al. (2020)).



3.5.2.1. Au sommet de la digue en enrochement

Le sommet de la digue en enrochement dans les trois modèles de comportement du sol a subi un déplacement latéral important causé par la déformation du sable lâche au sommet du remblai. De la Figure 3.11.a, les déplacements latéraux maximaux calculés par les modèles MC et HS sont supérieurs respectivement de 89,77% et 46,59% par rapport au résultat du modèle HSS. A la fin du chargement sismique, les modèles MC et HS ont enregistré des déplacements latéraux permanents plus grands respectivement de 85,5% et 65,21% par rapport à celui obtenu avec le modèle HSS.

Lors de l'examen du déplacement vertical au sommet de la digue, présenté sur la Figure 3.11.b, les modèles MC et HS engendrent des tassements maximaux plus élevés respectivement de 135,29% et 52,94% par rapport à celui prédit par le modèle HSS. Pour le déplacement vertical permanent, les résultats obtenus avec les modèles MC et HS augmentent respectivement de 84,61% et 61,53% par rapport aux résultats de la modélisation effectuée avec le modèle HSS.

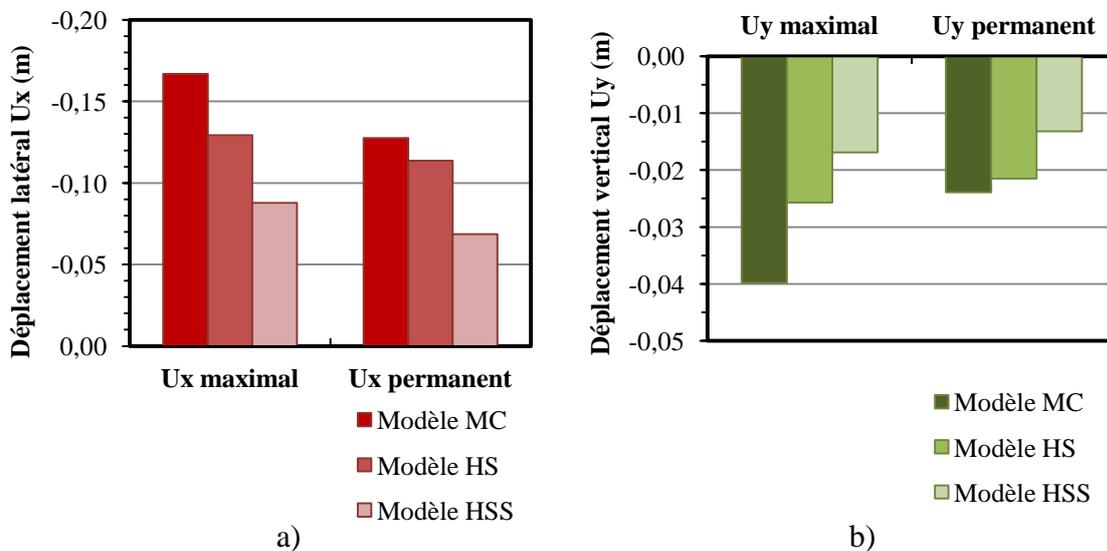


Figure 3.11. Déplacement au sommet de la digue en enrochement pour les trois modèles de comportement du sol : a) latéral, b) vertical.

3.5.2.2. Au pied de la digue en enrochement

La Figure 3.12.a présente le déplacement latéral au pied de la digue en enrochement. Les modèles MC et HS ont des déplacements latéraux maximaux plus grands respectivement de 51,51% et 39,39% en comparaison à celui obtenu avec le modèle HSS. En ce qui concerne les déplacements latéraux permanents, les modèles MC et HS ont enregistré des résultats supérieurs respectivement de 76% et 62% par rapport à celui estimé avec le modèle HSS.

On peut noter d'après la Figure 3.12.b que le pied de la digue en enrochement a tendance à se soulever, même chose remarquée par Su et al. (2017). Les déplacements verticaux maximaux en fonction du temps calculés avec les modèles MC, HS et HSS sont respectivement 0,075 m ; 0,031 m et 0,015 m. Selon le Tableau 3.5, ces déplacements se produisent pour tous les trois modèles durant la vingtième seconde du chargement sismique (temps critique). Au-delà de ce temps, les déplacements verticaux se stabilisent. Les modèles MC et HS donnent des déplacements verticaux maximaux supérieurs respectivement de 400% et 106,66% par rapport à celui obtenu avec le modèle HSS.

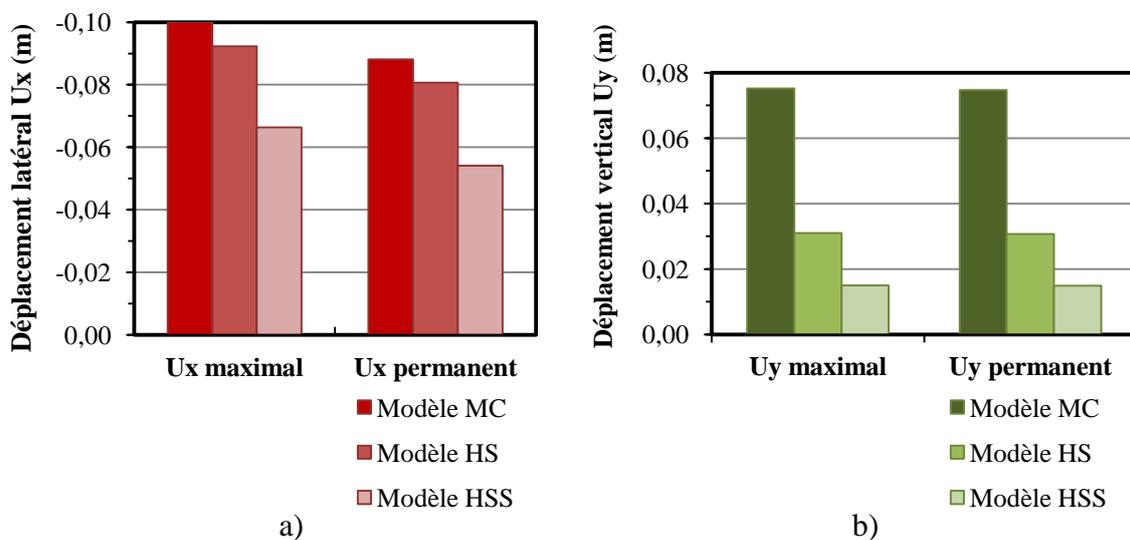


Figure 3.12. Déplacement au pied de la digue en enrochement pour les trois modèles de comportement du sol : a) latéral, b) vertical.

3.5.2.3. Comparaison des déplacements au sommet et au pied de la digue en enrochement

En comparant les déplacements horizontaux au sommet et au pied de la digue en enrochement pour les trois modèles de comportement du sol, on peut conclure que le sommet de la digue se déplace plus que le pied de la digue, avec des différences de 67% ; 40,21% et 33,33% pour les déplacements latéraux maximaux, et des différences de 45,45%; 40,74% et 38% pour les déplacements latéraux permanents calculés respectivement avec les modèles MC, HS et HSS. Ces différences sont dues à la déformation importante du sable lâche au sommet du remblai, comme l'avait montré la Figure 3.5.

En ce qui concerne le déplacement vertical, le sommet de la digue en enrochement a tendance à se tasser contrairement au pied de la digue qui se soulève.

3.5.2.4. Conclusion 2

D'une manière générale, les résultats obtenus au sommet et au pied de la digue en utilisant les modèles MC et HS sont relativement plus élevés que les résultats obtenus avec le modèle HSS.

3.6. Conclusion

L'influence des modèles de comportement du sol (MC, HS et HSS) sur les résultats de l'analyse numérique d'un quai sur pieux, en présence d'une digue en enrochement de configuration cut-slope a été examinée dans ce chapitre.

L'analyse de validation a montré que le modèle HSS est un outil efficace pour prédire la réponse sismique du quai sur pieux. Il en ressort également de l'analyse des résultats obtenus, que la déformation du sable lâche influe considérablement sur le déplacement de la digue en enrochement et par conséquent sur le comportement des pieux. Alors, l'interaction entre les enrochements de grandes tailles et les pieux en présence d'une pente joue un rôle important sur le comportement sismique du quai.

Comme suite à ce travail, il serait très intéressant d'évaluer la réponse sismique de la même structure de quai en faisant varier la configuration de la digue en enrochement et l'intensité du chargement sismique.

Chapitre 4. Influence de la configuration de la digue en enrochement et de l'intensité du chargement sismique sur le comportement des quais sur pieux

4.1. Introduction

Les observations post-sismiques effectuées sur les quais sur pieux qui traversent une pente en enrochement (digue en enrochement), montrent que ces digues peuvent subir des déplacements très importants qui engendrent des déformations dans les pieux.

L'étude de l'interaction sol-pieu dans les quais est très documentée, vu le rôle très important que détient le port dans l'économie et la survie d'une nation, mais peu d'informations existent sur l'interaction entre le pieu et les enrochements. Cela est dû au fait que les enrochements sont très peu utilisés en construction, sauf pour les barrages en enrochement, les barrages ou les digues à résidus miniers, les travaux maritimes et les digues maritimes.

Dans le but de comprendre la réponse sismique des quais sur pieux qui traversent des enrochements en pente, une étude de l'effet de la configuration de la digue en enrochement et de la variation de l'intensité du chargement sismique sur cette réponse est présentée dans ce chapitre.

Trois configurations de digue en enrochement ont été sélectionnées parmi les essais en centrifugeuse qui ont été réalisés à l'Université de Californie, Davis (McCullough 2003). Ces trois configurations ont été utilisées dans cette étude avec quelques modifications pour simplifier l'analyse numérique. Le modèle avancé HSS est adopté pour mieux représenter le comportement des sols.

Une comparaison des résultats obtenus est effectuée dans le but de déterminer la configuration de digue en enrochement qui produit moins de déformations à la structure du quai sur pieux.

4.2. Présentation des différentes configurations de digue en enrochement étudiées

4.2.1. Géométries des modèles

Les géométries des modèles étudiées dans ce chapitre se basent sur la géométrie utilisée dans l'analyse de validation (Figure 3.2 du chapitre précédent). Trois configurations de digue en enrochement ont été utilisées avec quelques modifications. Les configurations en questions sont : cut-slope (modèle JCB01 de Boland et al. (2001a)), multi-lift (modèle NJM01 de McCullough et al. (2000)) et single-lift (modèle SMS02 de Boland et al. (2001b)). Une

coupe transversale des modèles physiques JCB01, NJM01 et SMS02 a été déjà représentée sur la Figure 2.6 (paragraphe 2.4.2.2 du Chapitre 2).

Dans le but de simplifier cette étude :

- Le phénomène de la liquéfaction du sol ne sera pas pris en considération. De ce fait, le sable lâche sera remplacé par du sable dense (non liquéfiable).
- Toutes les caractéristiques des trois modèles en éléments finis sont identiques : les mêmes dimensions pour les limites du modèle en éléments finis ainsi que pour le quai sur pieux. Les mêmes propriétés pour le sol et les éléments de la structure. Par conséquent, les dimensions de la digue multi-lift vont être modifiées et une paire de pieux inclinés sera introduite dans la structure du quai, pour que les trois modèles puissent être comparés.

Les coupes transversales des modèles de quai sur pieux traversant une digue en enrochement de configurations cut-slope, multi-lift et single-lift sont présentées respectivement en Figure 4.1, Figure 4.2 et Figure 4.3.

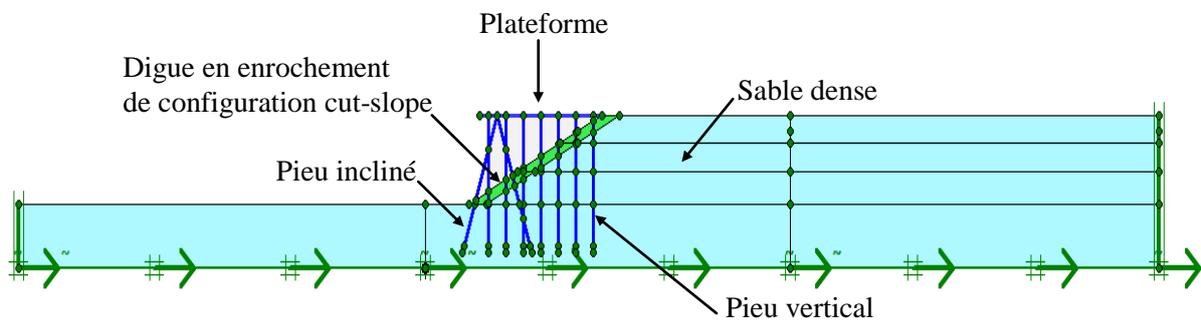


Figure 4.1. Quai sur pieux traversant une digue en enrochement de configuration cut-slope.

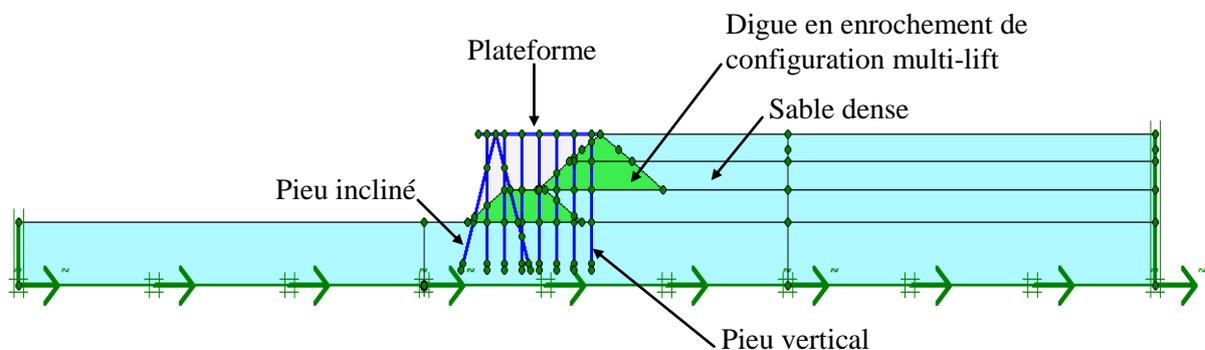


Figure 4.2. Quai sur pieux traversant une digue en enrochement de configuration multi-lift.

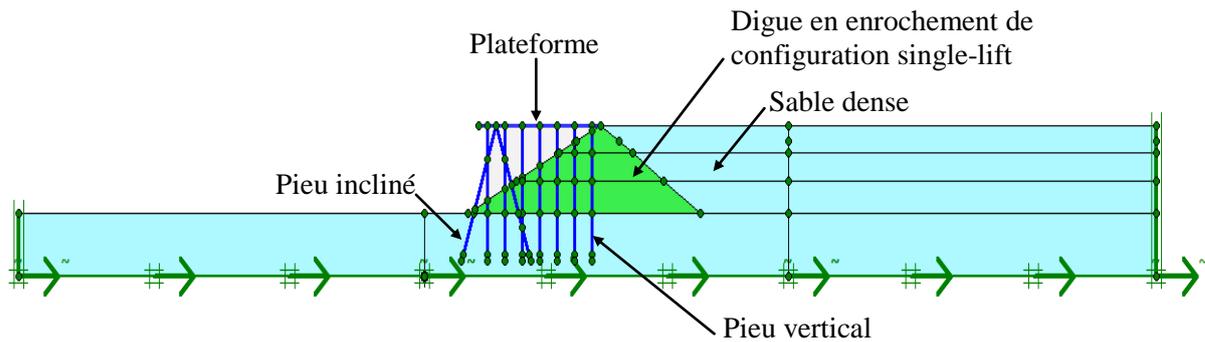


Figure 4.3. Quai sur pieux traversant une digue en enrochement de configuration single-lift.

4.2.2. Modèle de comportement du sol

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent avec le modèle de sol HSS se rapprochent le plus du comportement réel du sol. Par conséquent, ce modèle sera attribué au sable dense et aux enrochements pour les trois configurations de digue en enrochement. Les propriétés des sols utilisées pour le modèle HSS sont les mêmes que celles présentées dans le Chapitre 3.

4.2.3. Chargements sismiques

Dans le but de déterminer l'effet de l'intensité du chargement sismique sur le comportement du quai sur pieux traversant une digue en enrochement, l'accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989 enregistré à la station Oakland Outer Harbor (Figure 3.4) est mis à l'échelle d'un PGA de 0,15 g et un PGA de 0,3 g, comme cela est représenté respectivement en Figure 4.4 et Figure 4.5.

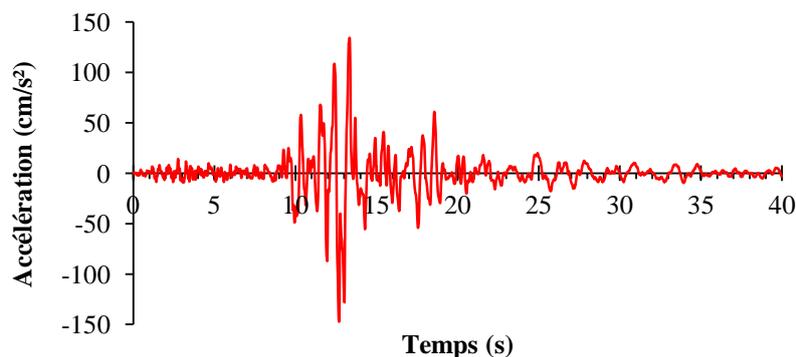


Figure 4.4. Accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989 mis à l'échelle d'une accélération maximale du sol de 0,15 g.

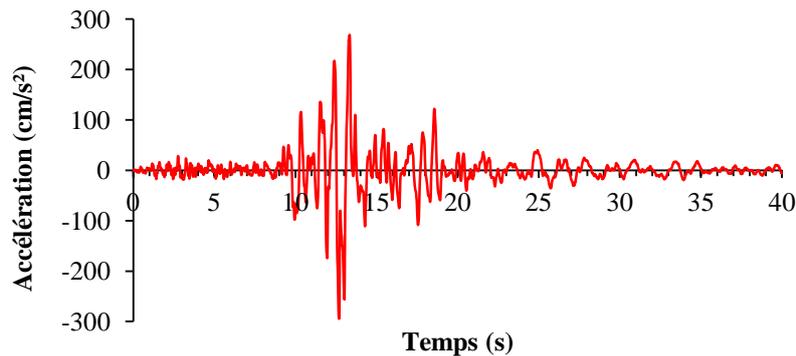


Figure 4.5. Accélérogramme du séisme de Loma Prieta 1989 mis à l'échelle d'une accélération maximale du sol de 0,3 g.

4.3. Résultats

4.3.1. Déformations du maillage autour des digues en enrochement

Les déformations du maillage autour des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g et 0,3 g sont représentées respectivement sur la Figure 4.6 et la Figure 4.7. D'après ces deux figures, les trois configurations de digue en enrochement subissent :

- Des déplacements latéraux de tous leurs corps en direction de la mer.
- Des déformations non uniformes des parements de digue : Une courbure concave peu prononcée se présente sur la pente côté terre (port), et une légère forme convexe se dessine sur la pente côté mer.
- Des tassements aux sommets des digues qui deviennent très important sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g. Cela peut conduire à l'absence d'enrochements dans les parties supérieures des digues.
- Des soulèvements du sol aux pieds des digues.

Les modes de déformation des trois configurations de digue sous les deux accélérations sont identiques. Toutefois, les déformations que subissent les digues sous 0,3 g sont plus importantes que celles obtenues sous 0,15 g.

Ces déformations observées sur la Figure 4.6 et la Figure 4.7 ont certaines similitudes par rapport au deuxième mode de rupture rencontré dans les digues de protection, en Figure 1.3.b du Chapitre 1, présenté par PIANC (2001). Par exemples : le tassement de la crête, le tassement différentiel des éléments de la digue et la propagation latérale due à un tassement ; même si dans le cas de cette étude, les trois configurations de digue possèdent du sol dense du

côté du port contrairement à de la mer dans les digues de protection, pour les raisons citées ci-dessus.

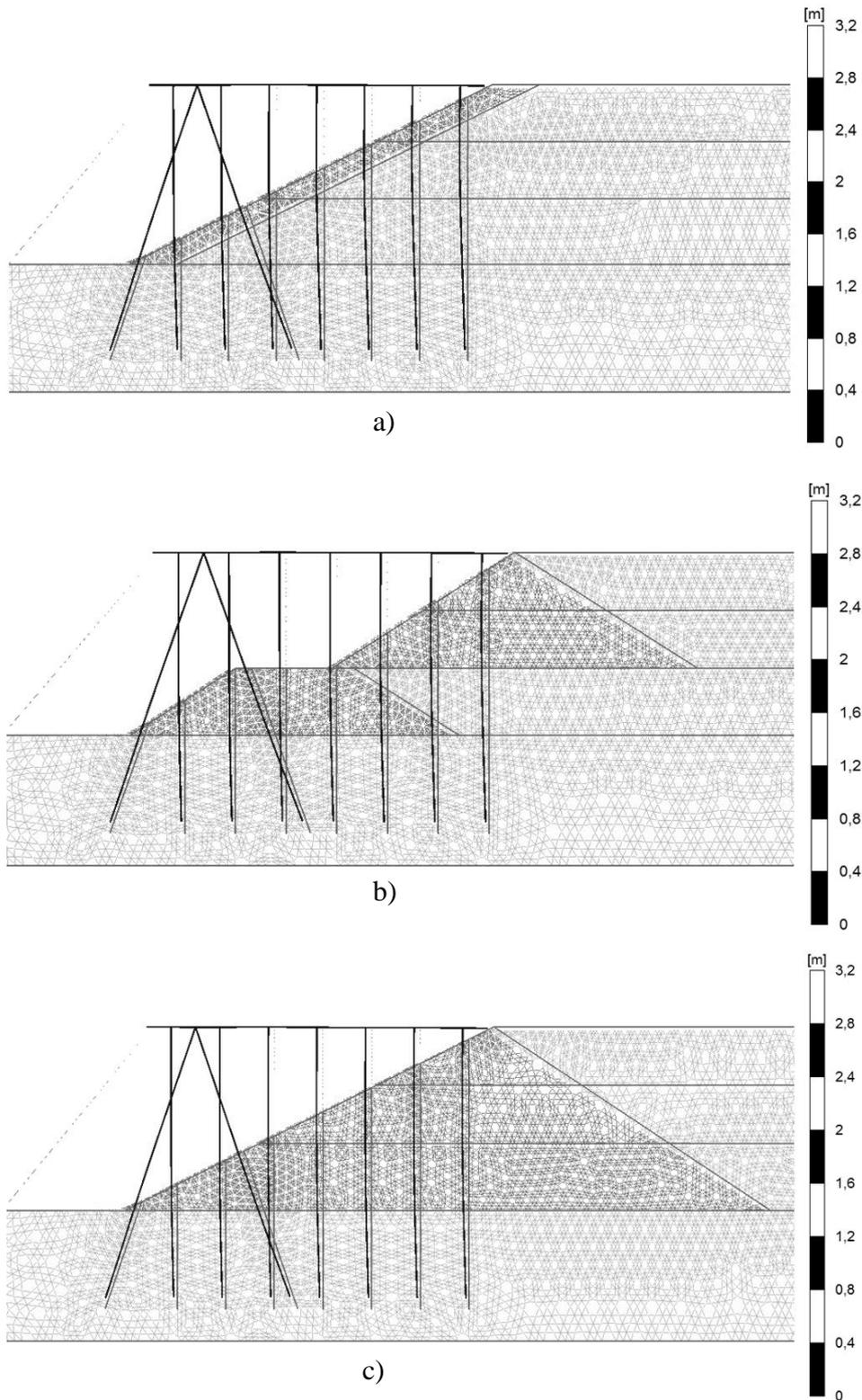


Figure 4.6. Déformations du maillage sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g (multiplier par 10) : a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift.

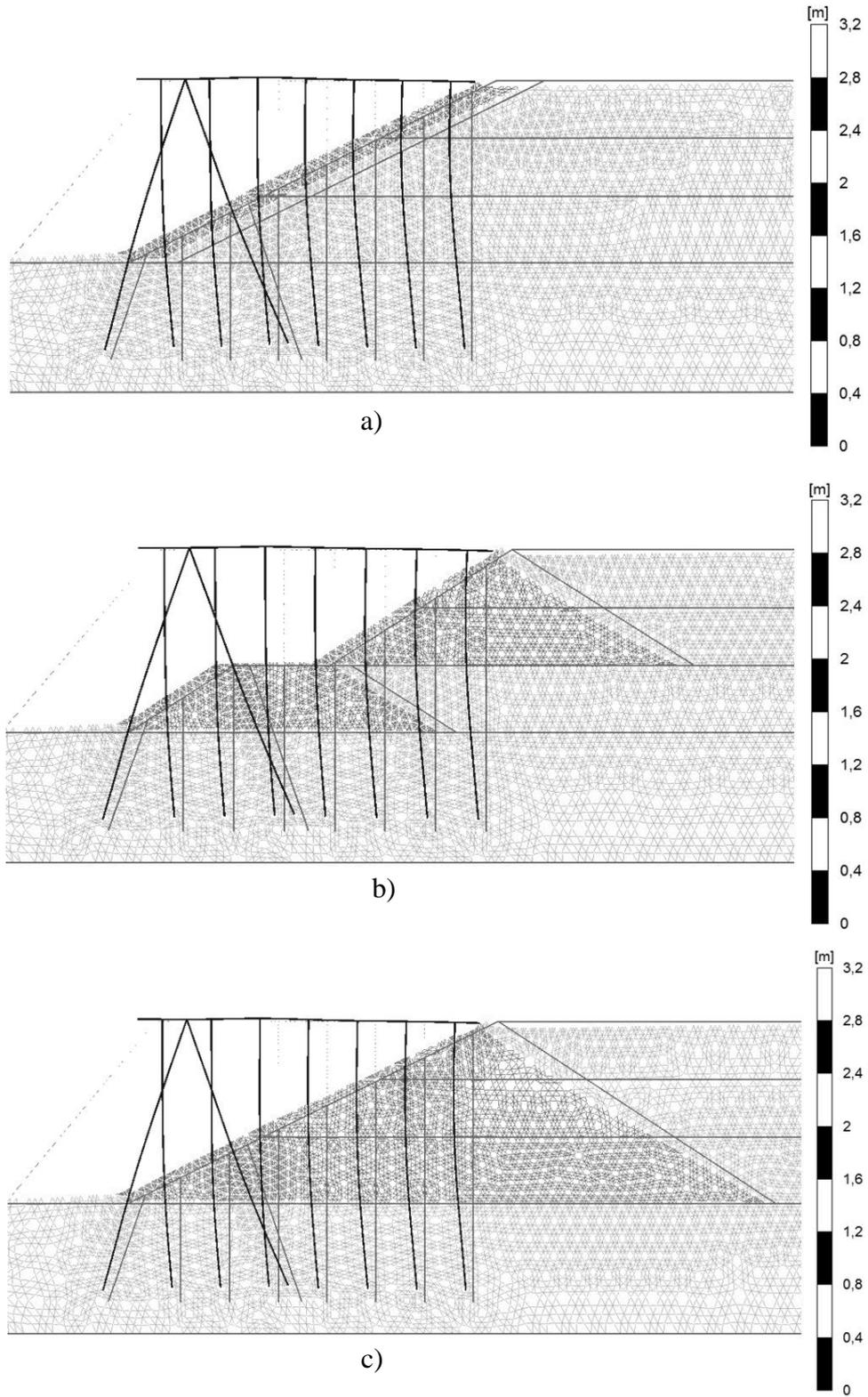


Figure 4.7. Déformations du maillage sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g (multiplier par 10) : a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift.

Il faut savoir que ces digues en enrochement possèdent une grande stabilité dont souvent le coefficient de sécurité est supérieur à 2. Dans le cas des zones de faible sismicité, qui n'ont pas subi de liquéfaction ni d'écoulement latéral dû à la liquéfaction, ces digues gardent leur stabilité même si leur déplacement latéral est important. De ce fait, la stabilité des digues ne sera pas abordée dans cette thèse.

4.3.1.1. Conclusion 1

Le mode de rupture des trois configurations de digue en enrochement sous sollicitations sismiques est caractérisé par un grand déplacement latéral du corps des digues, des déformations non uniformes des pentes, des tassements aux sommets des digues et des soulèvements du sol aux pieds des digues.

4.3.2. Déplacements totaux des digues

4.3.2.1. Sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g

Sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g, les déplacements totaux sont importants dans les parties supérieures des digues (Figure 4.8). Ils atteignent un déplacement total maximal compris entre [0,06 ; 0,07] m pour la configuration cut-slope, et entre [0,05 ; 0,06] m pour les deux autres configurations de digue.

La digue de configuration cut-slope possède un déplacement total maximal plus grand de 16,67% par rapport à celui des digues de configuration multi-lift et single-lift.

4.3.2.2. Sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g

Sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g, les déplacements totaux sont très importants dans les parties supérieures des digues (Figure 4.9). Leurs maximums se localisent en dessous de la crête, avec des valeurs comprises entre [0,18 ; 0,19] m pour la configuration cut-slope, et entre [0,16 ; 0,17] m pour les deux autres configurations de digue en enrochement.

La digue de configuration cut-slope détient un déplacement total maximal plus grand de 11,76% comparé à celui des deux digues de configuration multi-lift et single-lift.

De grands déplacements sont aussi observés dans le remblai en sable dense retenu par les digues en enrochement. Ils ont le même ordre de grandeur que les déplacements des digues en enrochement, mais ils sont un peu plus élevés dans la digue en enrochement de

configuration single-lift où ils atteignent un déplacement total maximal compris entre [0,17 ; 0,18] m.

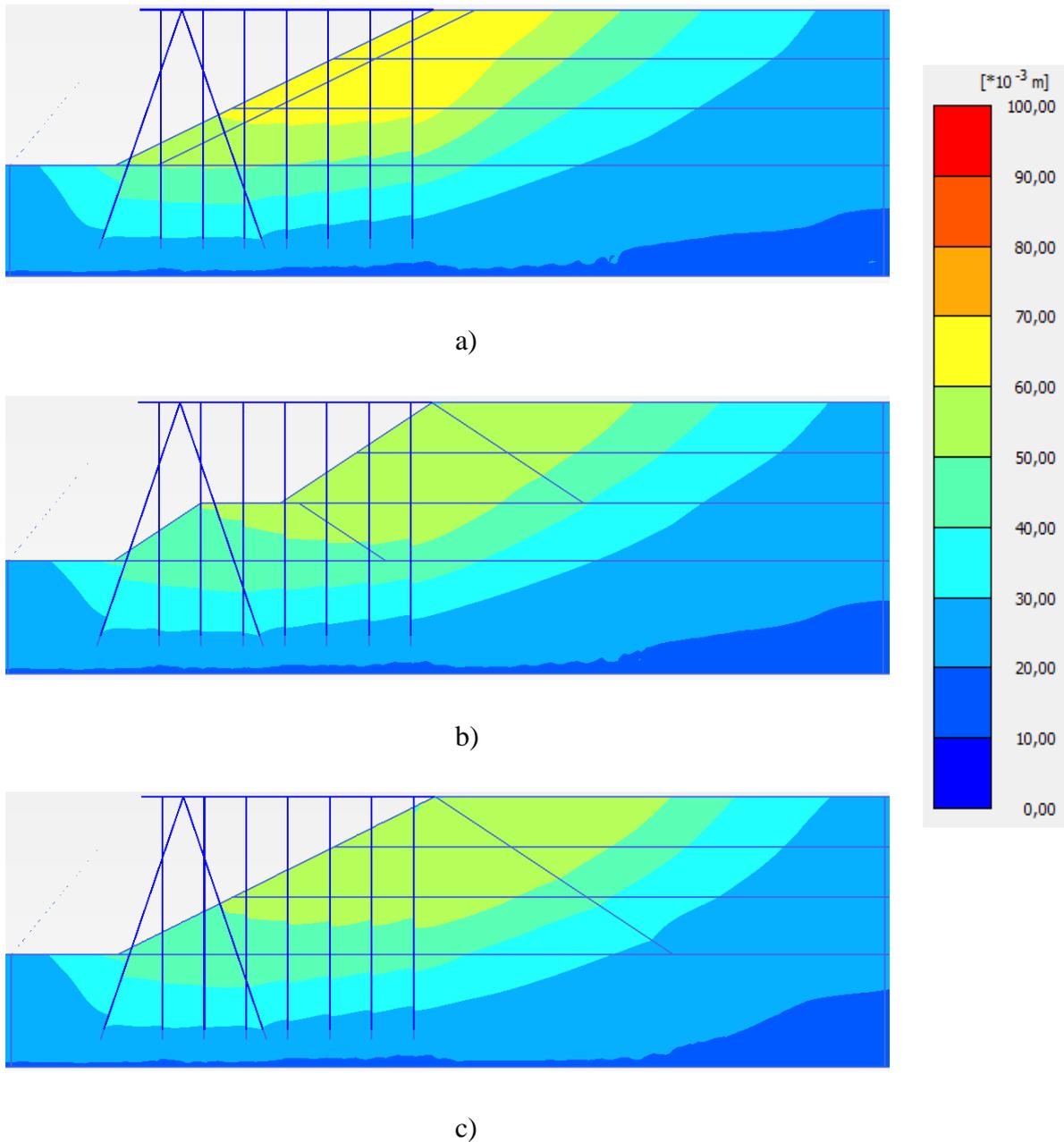


Figure 4.8. Déplacements totaux autour des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g : a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift.

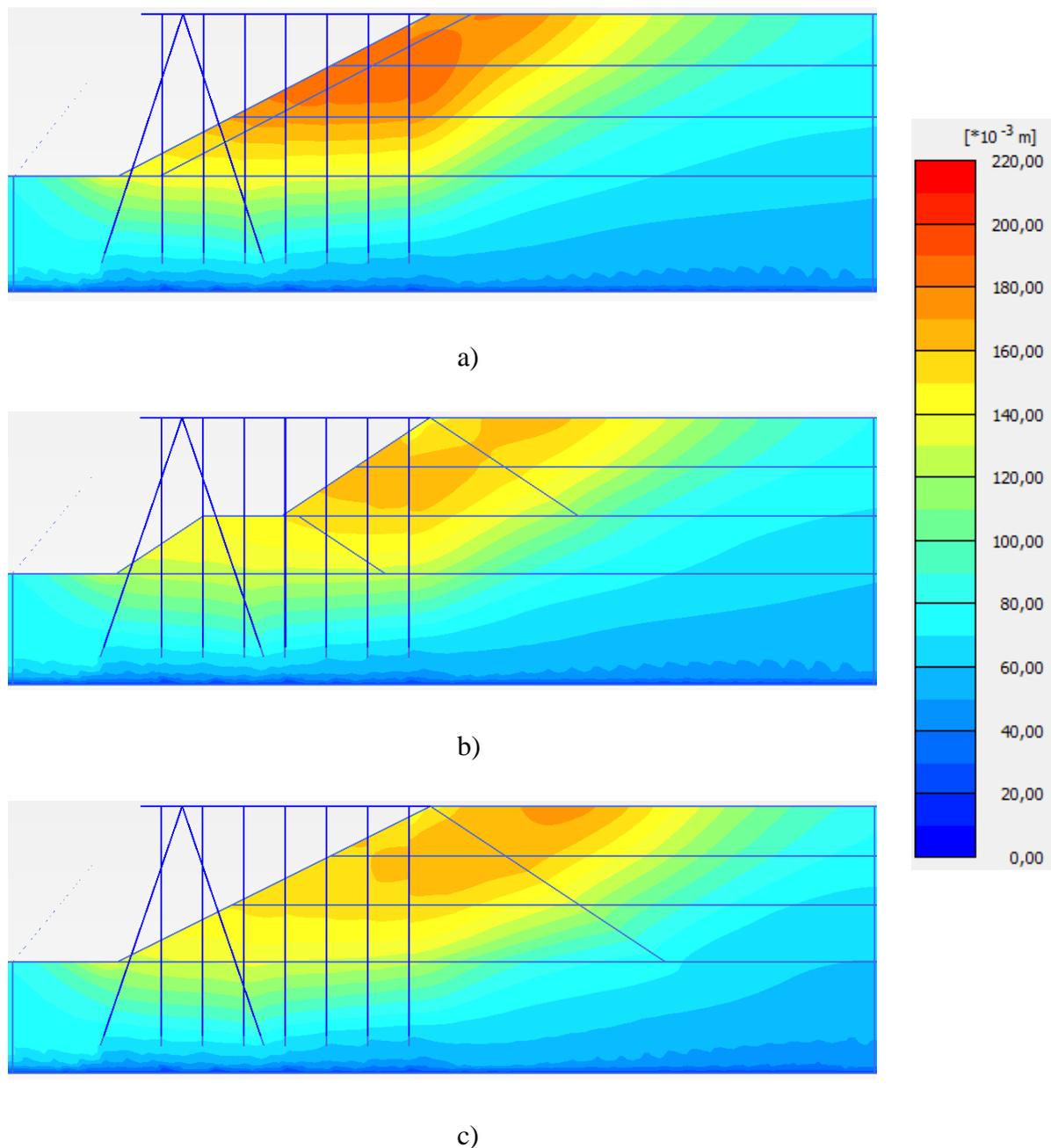


Figure 4.9. Déplacements totaux autour des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g : a) configuration cut-slope, b) configuration multi-lift, c) configuration single-lift.

4.3.2.3. Comparaison

En passant d'une accélération maximale du sol de 0,15 g vers 0,3 g, le déplacement total maximal dans chaque digue en enrochement a augmenté, tels que les déplacements totaux maximaux dans les digues de configuration single-lift, multi-lift et cut-slope sous un PGA de 0,3 g sont respectivement 2,83 fois ; 2,83 fois et 2,71 fois les déplacements totaux maximaux obtenus dans les mêmes configurations de digue sous un PGA de 0,15 g.

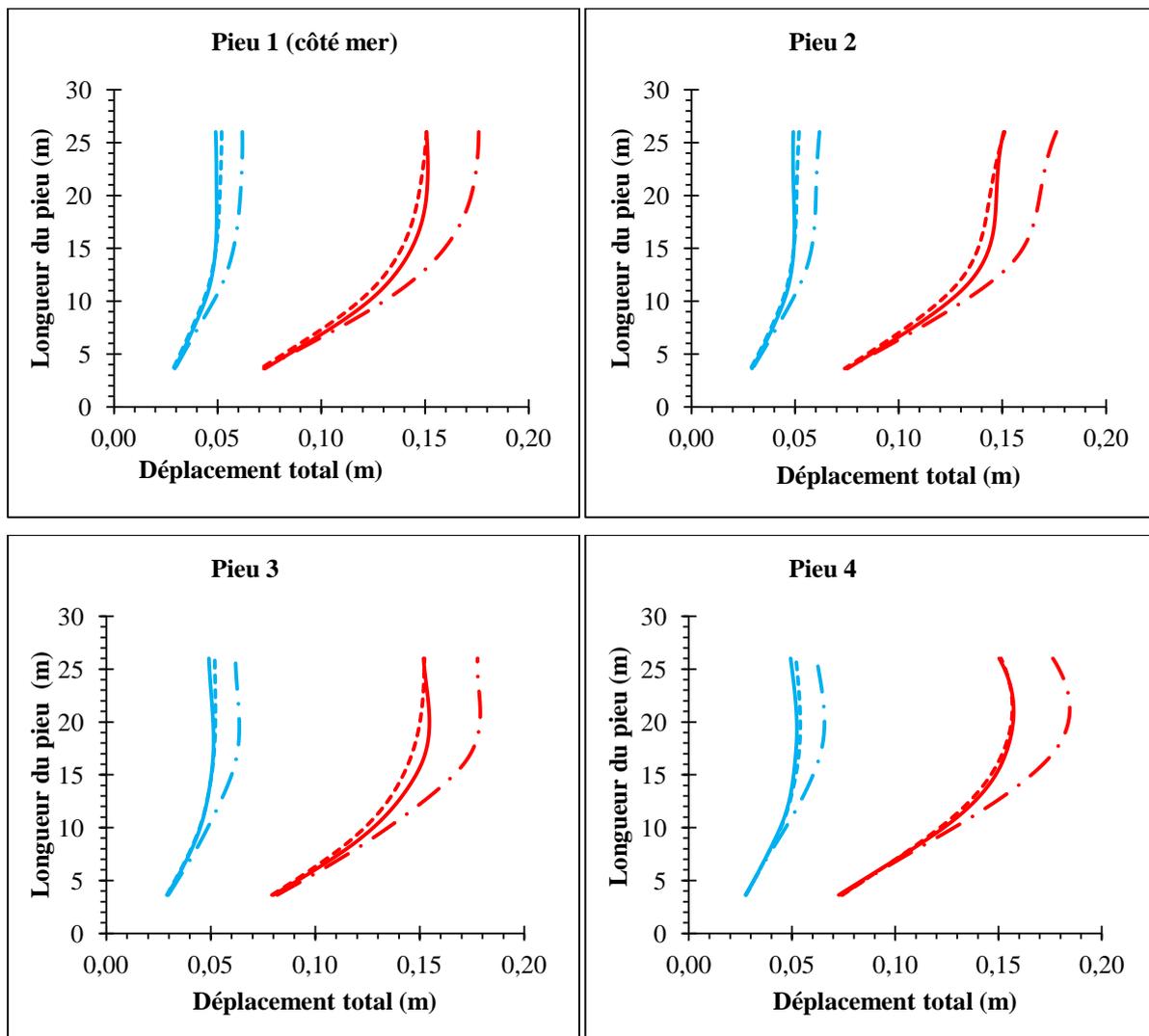
4.3.2.4. Conclusion 2

Les déplacements totaux sont grands dans les parties supérieures des trois configurations de digue lorsque l'accélération maximale du sol est de 0,15 g, et ils deviennent encore plus importants sous les sommets des digues quand l'accélération maximale du sol est de 0,3 g.

La digue en enrochement de configuration cut-slope enregistre un plus grand déplacement total maximal par rapport aux deux autres configurations, et cela pour les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g.

4.3.3. Déplacement total du pieu

La Figure 4.10 représente les déplacements totaux sur toute la longueur des pieux du quai, pour les trois configurations de digue en enrochement et sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g.



La suite de la figure :

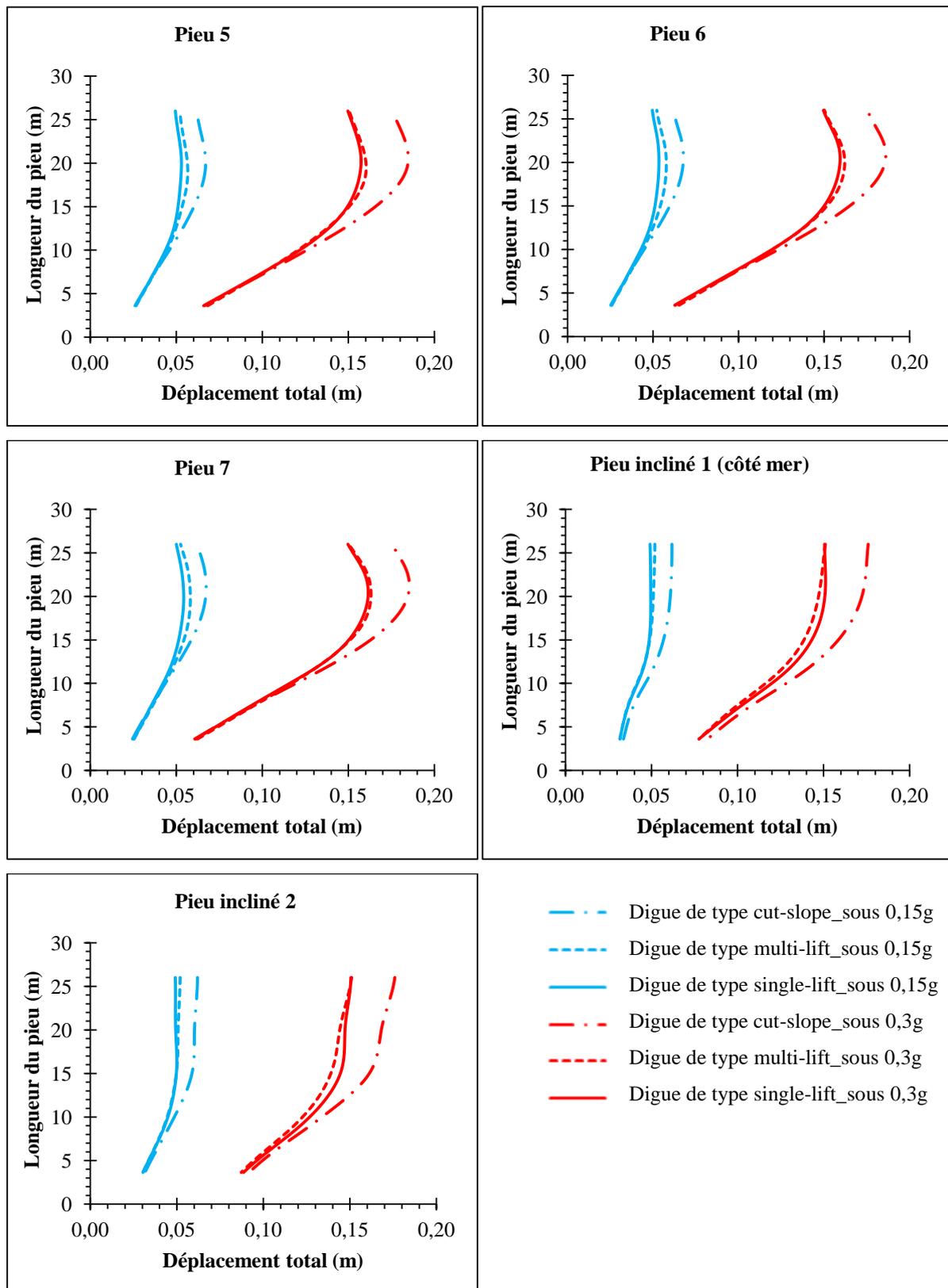


Figure 4.10. Déplacement total de chaque pieu du quai pour les trois configurations de digue en enrochement sous deux accélérations sismiques d'un PGA de 0,15 g et 0,3 g.

L'allure de la déformée des pieux est différente d'un pieu à un autre dans une même configuration de digue. Elle diffère aussi d'une configuration à une autre et d'une intensité sismique d'un PGA de 0,15 g à une autre d'un PGA de 0,3 g. Cependant, il a été observé pour les trois configurations de digue que le déplacement total à la pointe de chaque pieu est plus au moins le même pour une accélération maximale du sol donnée, due au fait que les pieux sont tous ancrés dans le bon sol (le sable dense), et ce dernier n'a pas subi beaucoup de déplacement. En traversant le corps des digues, le déplacement total sur le fût de chaque pieu augmente jusqu'à atteindre une valeur maximale dans la partie supérieure du pieu ou à son sommet.

4.3.3.1. Conclusion 3

La réponse sismique des pieux diffère en fonction de la configuration de la digue en enrochement et selon l'intensité du chargement sismique.

Les déplacements de la digue en enrochement influent beaucoup sur les déplacements totaux et l'allure de la déformée des pieux. Par conséquent, l'interaction pieu-enrochement joue un rôle important sur les performances sismiques des quais sur pieux.

4.3.4. Déplacement total maximal du pieu

4.3.4.1. Sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g

Sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g, il a été constaté après analyse de la Figure 4.11 que :

- Pour les trois configurations de digue, le déplacement total maximal de chaque pieu du quai augmente en allant du côté mer vers le côté terre (c.-à-d. du pieu 1 vers le pieu 7 en gardant la même numérotation des pieux que dans le chapitre précédent), tel que :
 - Les premiers pieux (pieu 1, pieu 2 et les deux pieux inclinés) obtiennent presque la même valeur du déplacement total maximal pour une configuration de digue donnée. Ce déplacement est de 0,050 m pour la configuration single-lift ; 0,052 m pour la configuration multi-lift et 0,062 m pour la configuration cut-slope.
 - A partir du pieu 3, le déplacement total maximal augmente jusqu'à atteindre sa plus grande valeur dans les derniers pieux. Sa valeur est 0,054 m pour la configuration single-lift ; 0,058 m pour la configuration multi-lift et 0,068 pour la configuration cut-slope.

- Tous les pieux du quai de la digue de configuration cut-slope enregistrent des déplacements totaux maximaux plus grands que ceux des pieux des deux configurations single-lift et multi-lift.
- Les pieux du quai de la digue de configuration single-lift obtiennent de faibles déplacements totaux maximaux comparés aux deux autres configurations.
- Sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g, les plus grands déplacements totaux maximaux de tous les pieux du quai enregistrés dans la configuration single-lift et la configuration multi-lift sont inférieurs respectivement de 20,59% et 14,70% par rapport au plus grand déplacement total maximal enregistré dans la configuration cut-slope.

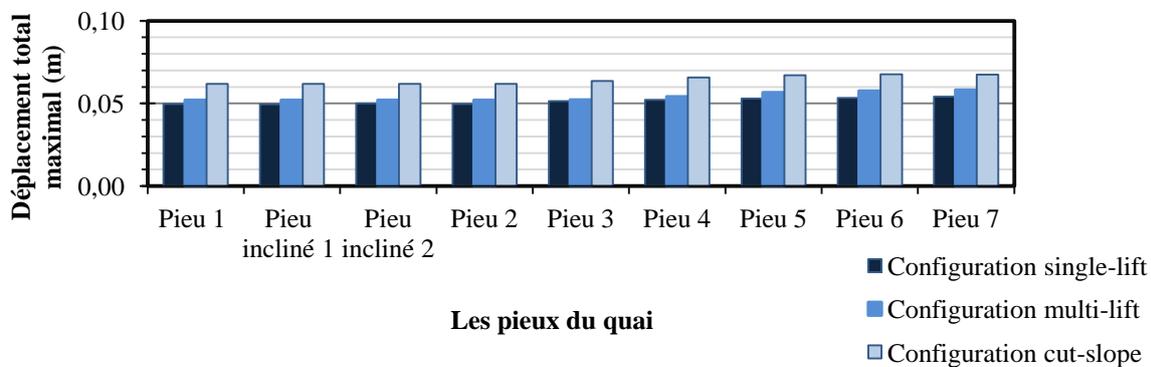


Figure 4.11. Déplacement total maximal de chaque pieu du quai pour les trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g (figure adaptée de Deghoul (2021)).

4.3.4.2. Sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g

Sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g (Figure 4.12), il a été noté les observations suivantes :

- De même que sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g, le déplacement total maximal de chaque pieu du quai augmente en allant du côté mer vers le côté terre, et cela pour les trois configurations de digue.
 - Les premiers pieux (pieu 1, pieu 2 et les deux pieux inclinés) ont presque le même déplacement total maximal dans une configuration de digue donnée. Il a une valeur de : 0,151 m pour les deux configurations single-lift et multi-lift et de 0,176 m pour la configuration cut-slope.
 - A partir du pieu 3, le déplacement total maximal augmente jusqu'à atteindre sa plus grande valeur dans les derniers pieux. Cette valeur est de : 0,162 m pour la

configuration single-lift ; 0,163 m pour la configuration multi-lift et 0,186 m pour la configuration cut-slope.

- Tous les pieux du quai de la digue de configuration cut-slope enregistrent des déplacements totaux maximaux plus grands que ceux des pieux des deux configurations single-lift et multi-lift.
- Sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g, le plus grand déplacement total maximal de tous les pieux du quai de la configuration single-lift et celui de la configuration multi-lift sont inférieurs respectivement de 12,90% et 12,36% par rapport à celui enregistré dans la configuration cut-slope.

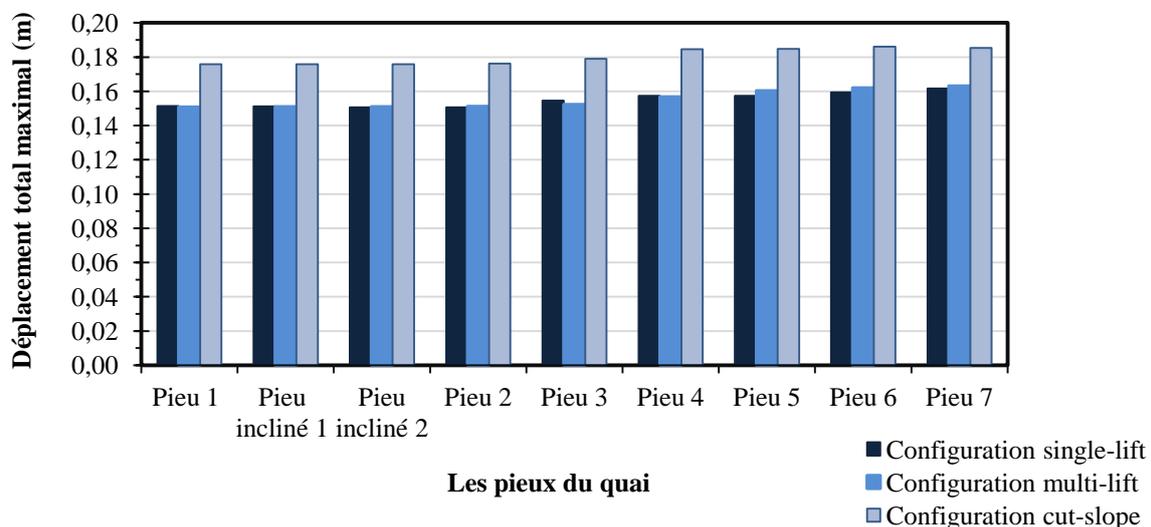


Figure 4.12. Déplacement total maximal de chaque pieu du quai pour les trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.

4.3.4.3. Comparaison

Le déplacement total maximal de chaque pieu, pour les trois configurations de digue, augmente avec l'augmentation de l'accélération maximale du sol.

Sous les deux accélérations maximales du sol, le déplacement total maximal des pieux du quai s'accroît en allant du côté mer vers le côté terre du quai.

Le plus grand des déplacements totaux maximaux des pieux dans chaque configuration de digue en enrochement, sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g est égal à 3 fois ; 2,81 fois et 2,73 fois celui enregistré sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g pour respectivement les configurations single-lift, multi-lift et cut-slope.

Quelles que soient l'intensité du chargement sismique et la configuration de la digue en enrochement, les derniers pieux du quai subissent un plus grand déplacement total maximal, du fait que leurs longueurs libres qui sont petites influent sur leurs réponses. Sans oublier que la zone près de la crête est la zone la plus instable lors du chargement sismique. Quant aux pieux du côté mer du quai, leurs déplacements sont nettement inférieurs à ceux qui se trouvent en haut de la pente. Ils sont également partiellement fichés dans le sol mais avec de grandes longueurs libres.

Il faut remarquer aussi la présence des pieux inclinés dans cette partie avant du quai qui ont contribué à la reprise des efforts et à diminuer le déplacement des pieux voisins par rapport à la partie arrière du quai, comme l'ont constaté également Rahimi et Bargi (2010). Ces pieux inclinés ont permis un effet bénéfique pour la structure particulièrement en présence d'une pente. Sachant bien que lors d'un séisme, tous les pieux du quai sont forcés de suivre le déplacement de la plateforme de la même valeur en raison de la rigidité de cette dernière ; les pieux inclinés font diminuer le déplacement de la plateforme et par conséquent le déplacement des pieux. En plus, ils rendent le quai mieux encasté, offrent une grande résistance latérale et reprennent mieux les poussées latérales du sol.

4.3.4.4. Conclusion 4

La réponse sismique des pieux dépend de leurs positions dans le quai et dans la pente en enrochement, ainsi que du type de pieu (vertical ou bien incliné).

Le déplacement total maximal des pieux du quai augmente du côté mer vers le côté terre, et il augmente aussi avec l'augmentation de l'intensité du chargement sismique.

Parmi les plus grands déplacements totaux maximaux des pieux de chaque configuration de digue en enrochement, c'est avec la configuration single-lift que ce déplacement est le plus faible sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g.

4.3.5. Déplacements aux sommets des digues

4.3.5.1. Déplacement latéral U_x

Les déplacements latéraux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement, sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g sont présentés respectivement sur la Figure 4.13 et la Figure 4.14 :

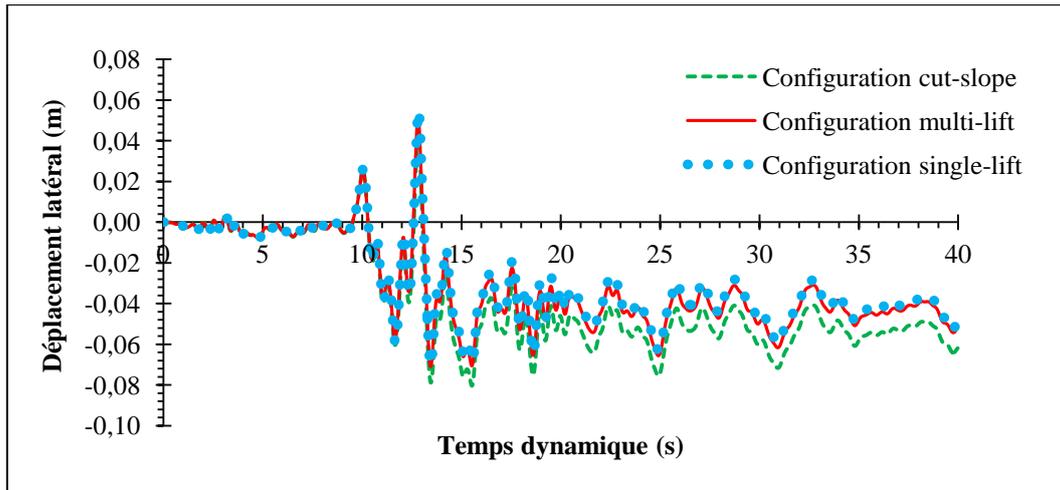


Figure 4.13. Déplacements latéraux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g (figure adaptée de Deghoul (2021)).

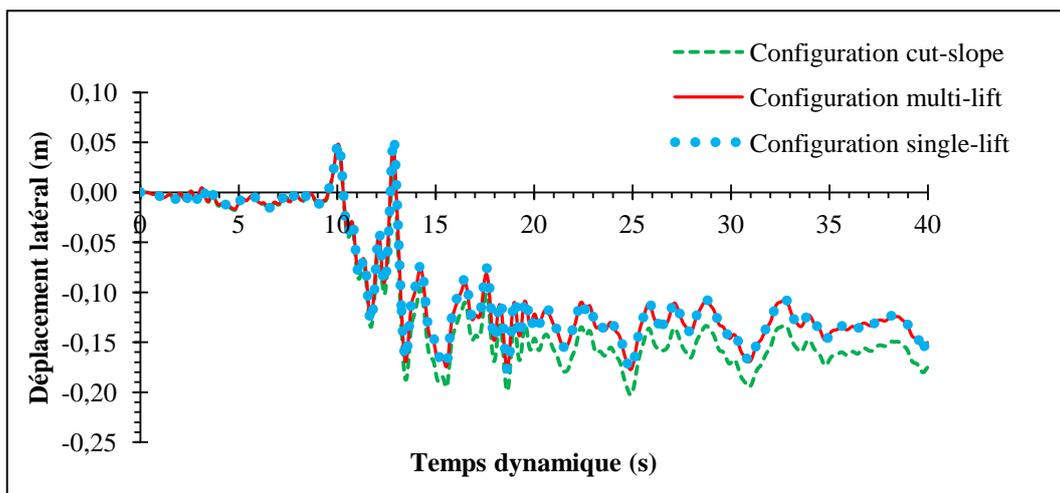


Figure 4.14. Déplacements latéraux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.

Les déplacements latéraux maximal et permanent aux sommets des trois configurations de digue en enrochement, sous les deux accélérations maximales du sol sont présentés sur la Figure 4.15.

Deux comparaisons entre ces déplacements ont été effectuées ci-dessous. L'une consiste à déterminer le pourcentage de diminution des déplacements au sommet d'une digue donnée comparé aux plus grands déplacements obtenus parmi les trois configurations de digue (Tableau 4.1). L'autre comparaison permet de se renseigner sur l'évolution des

déplacements obtenus sous le PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous le PGA de 0,15 g (Figure 4.16).

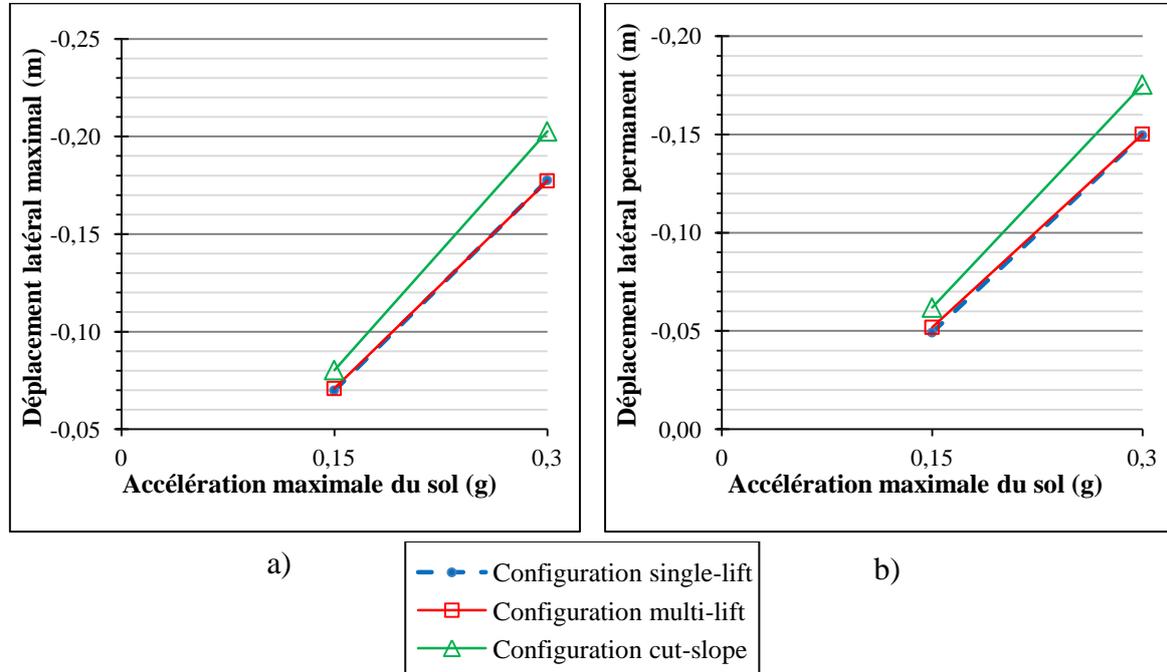


Figure 4.15. Déplacements latéraux aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g : a) maximal, b) permanent.

Tableau 4.1. Comparaison entre les déplacements latéraux (U_x) obtenus aux sommets des digues en enrochement.

U _x au sommet de la digue		U _x dans les 3 configurations de digue en enrochement			
		Le plus grand U _x est obtenu par la configuration	Avec une valeur de	Comparaison de U _x des deux autres configurations par rapport au plus grand U _x	
Maximal	0,15 g	Cut-slope	$-80,3 \times 10^{-3}$ m	Single-lift	-12,95%
				Multi-lift	-11,71%
	0,3 g	Cut-slope	$-202,6 \times 10^{-3}$ m	Single-lift	-12,34%
				Multi-lift	-12,49%
Permanent	0,15 g	Cut-slope	$-61,9 \times 10^{-3}$ m	Single-lift	-20,52%
				Multi-lift	-16,16%
	0,3 g	Cut-slope	$-175,4 \times 10^{-3}$ m	Single-lift	-14,71%
				Multi-lift	-14,37%

Exemple de lecture du Tableau 4.1 pour les déplacements latéraux aux sommets des trois digues en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g :

- Le sommet de la digue en enrochement de configuration cut-slope sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g enregistre le plus grand déplacement latéral maximal ($-80,3 \times 10^{-3}$ m), et le plus grand déplacement latéral permanent ($-61,9 \times 10^{-3}$ m).
- Les déplacements latéraux aux sommets des deux configurations de digue : single-lift et multi-lift sont proches. Elles enregistrent des déplacements latéraux maximaux inférieurs respectivement de 12,95% et de 11,71% ; et des déplacements latéraux permanents inférieurs respectivement de 20,52% et de 16,16% par rapport aux déplacements obtenus au sommet de la digue de configuration cut-slope.

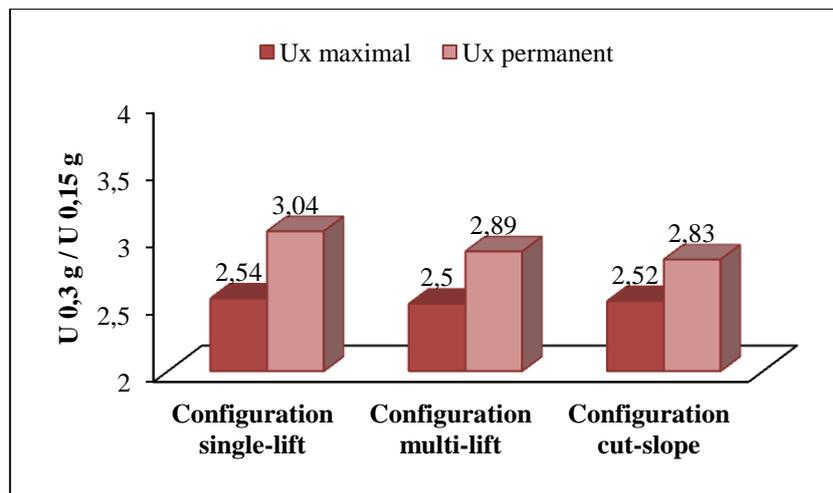


Figure 4.16. Comparaison des déplacements latéraux (U_x) aux sommets des digues sous un PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous un PGA de 0,15 g.

D'après les résultats présentés ci-dessus, les remarques suivantes peuvent être formulées :

- Les plus grands déplacements latéraux (maximal et permanent) aux sommets des digues en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g sont obtenus par la digue de configuration cut-slope.
- D'une manière générale, les déplacements latéraux aux sommets des deux digues de configuration single-lift et multi-lift, sous les deux accélérations maximales du sol utilisées, sont proches. Néanmoins, le déplacement latéral de la digue de configuration

single-lift est un peu plus petit que celui de la digue de configuration multi-lift, sauf pour le déplacement latéral maximal sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.

- Les déplacements latéraux maximaux aux sommets des trois digues en enrochement sont plus grands que les déplacements latéraux permanents, pour les deux accélérations maximales du sol.
- Les déplacements latéraux obtenus aux sommets des trois digues en enrochement augmentent avec l'augmentation de l'accélération maximale du sol. Ces déplacements maximal et permanent calculés sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g valent respectivement au moins 2,50 fois et au moins 2,83 fois ceux enregistrés sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.

4.3.5.2. Déplacement vertical U_y

Les déplacements verticaux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sont présentés pour les accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g respectivement sur la Figure 4.17 et la Figure 4.18 :

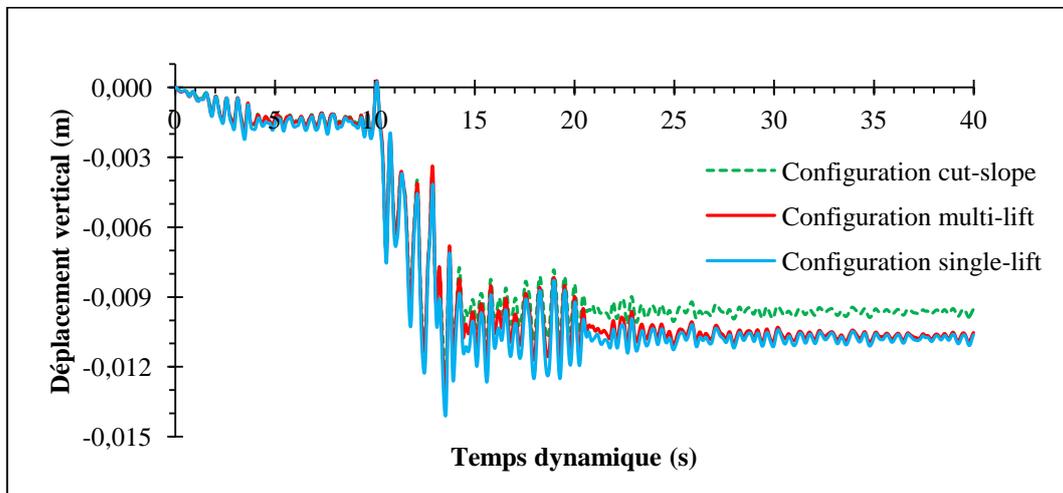


Figure 4.17. Déplacements verticaux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g (figure adaptée de Deghoul (2021)).

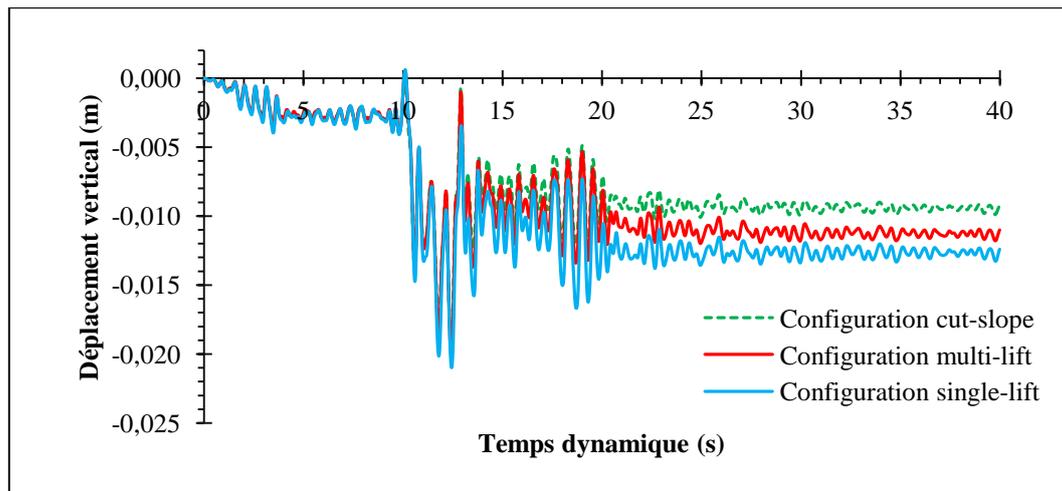


Figure 4.18. Déplacements verticaux en fonction du temps aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.

D'après ces deux figures, le sommet de la digue de configuration single-lift obtient les plus grands déplacements verticaux maximal et permanent sous les deux chargements sismiques. Cette configuration enregistre des variations maximales d'environ 2 mm sur les déplacements verticaux sous le PGA de 0,15 g comparée aux configurations multi-lift et cut-slope. Sous le PGA de 0,3 g, ces variations maximales atteignent approximativement 4 mm et 5 mm respectivement par rapport aux configurations multi-lift et cut-slope.

La Figure 4.19 présente les déplacements verticaux maximal et permanent aux sommets des trois configurations de digue en enrochement, sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g.

Dans le Tableau 4.2 et la Figure 4.20 sont donnés respectivement une comparaison des résultats obtenus par rapport à la configuration de digue qui détient le plus grand déplacement, et le quotient entre les déplacements calculés sous les deux accélérations sismiques du sol : 0,3 g par rapport à 0,15 g. Le signe négatif du déplacement vertical indique un tassement au sommet de la digue.

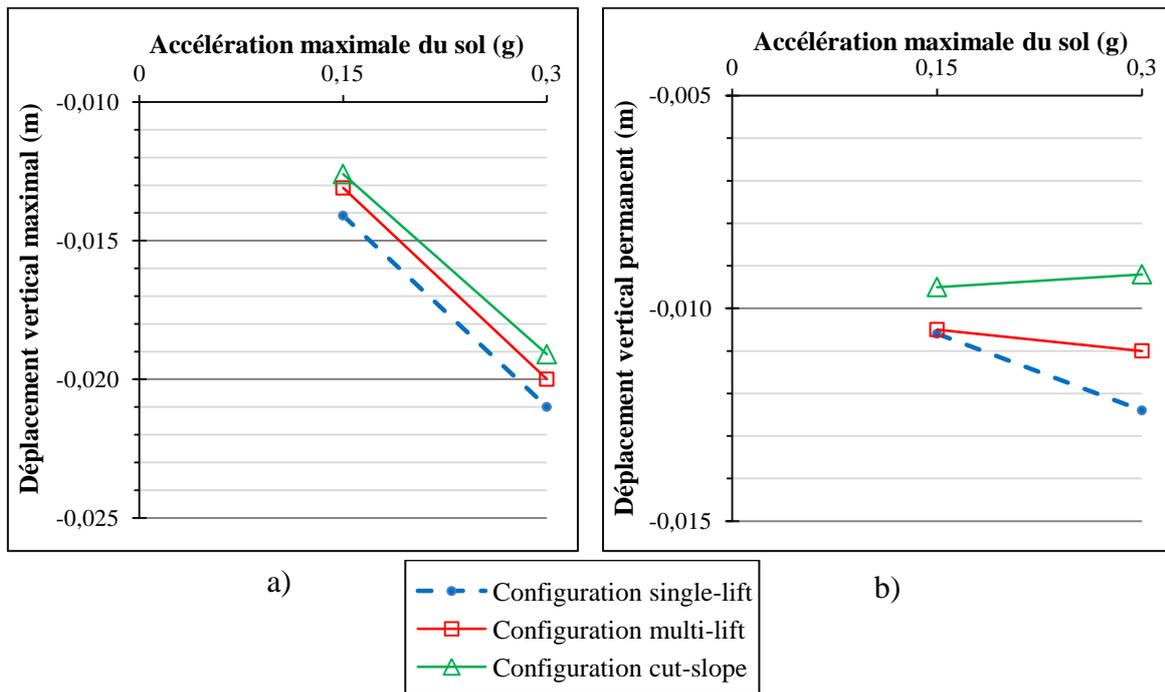


Figure 4.19. Déplacements verticaux aux sommets des trois configurations de digue en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g : a) maximal, b) permanent.

Tableau 4.2. Comparaison entre les déplacements verticaux (U_y) obtenus aux sommets des digues en enrochement.

Uy au sommet de la digue	Uy dans les 3 configurations de digue en enrochement				
	Le plus grand Uy est obtenu par la configuration	Avec une valeur de	Comparaison de Uy des deux autres configurations par rapport au plus grand Uy		
Maximal	0,15 g	Single-lift	$-14,1 \times 10^{-3}$ m	Multi-lift	-7,09%
				Cut-slope	-10,64%
	0,3 g	Single-lift	-21×10^{-3} m	Multi-lift	-4,76%
				Cut-slope	-9,05%
Permanent	0,15 g	Single-lift	$-10,6 \times 10^{-3}$ m	Multi-lift	-0,94%
				Cut-slope	-10,38%
	0,3 g	Single-lift	$-12,4 \times 10^{-3}$ m	Multi-lift	-11,29%
				Cut-slope	-25,81%

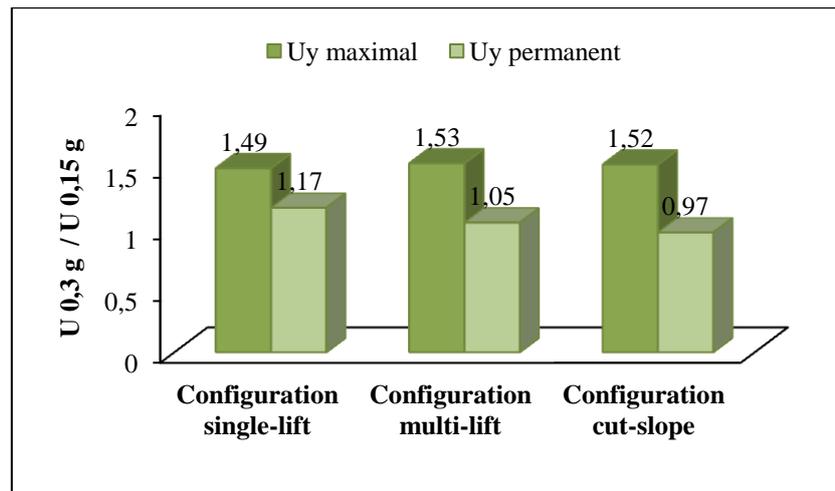


Figure 4.20. Comparaison des déplacements verticaux (U_y) aux sommets des digues en enrochement sous un PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous un PGA de 0,15 g.

De là, les observations ci-dessous sont déduites :

- Les sommets des trois digues étudiées subissent des tassements lors des deux chargements sismiques de PGA de 0,15 g et de 0,3 g.
- Les plus petits déplacements verticaux (maximal et permanent) aux sommets des digues sont enregistrés par la digue de configuration cut-slope sous les deux accélérations maximales du sol.
- Les plus grands déplacements verticaux aux sommets des digues sont enregistrés par la digue de configuration single-lift sous les deux accélérations maximales du sol.
- Les déplacements verticaux maximaux aux sommets des trois digues en enrochement sont plus grands que les déplacements verticaux permanents, pour les deux accélérations maximales du sol.
- Les déplacements verticaux maximaux aux sommets des digues en enrochement augmentent avec l'augmentation de l'accélération maximale du sol. Ils enregistrent sous le PGA de 0,3 g des valeurs qui valent au moins 1,49 fois celles enregistrées sous le PGA de 0,15 g.
- Les déplacements verticaux permanents aux sommets des digues en enrochement augmentent aussi avec l'augmentation de l'accélération maximale du sol uniquement pour les configurations de digues single-lift et multi-lift. Elles enregistrent sous l'accélération

maximale du sol de 0,3 g des valeurs au moins 1,05 fois celles enregistrées sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.

- Pour le déplacement vertical permanent au sommet de la digue de configuration cut-slope sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g, il a diminué de 3,16% par rapport à celui obtenu sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.

4.3.5.3. Conclusion 5

Les déplacements maximaux (latéral et vertical) aux sommets des trois digues en enrochement sont plus grands que les déplacements permanents (latéral et vertical), pour les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g.

Les plus grands déplacements latéraux (U_x) aux sommets des digues sont enregistrés au niveau de la configuration cut-slope. Ces déplacements sont presque similaires pour les deux autres configurations de digue en enrochement (single-lift et multi-lift). Néanmoins, le déplacement latéral de la digue de configuration single-lift est un peu plus petit que celui de la digue de configuration multi-lift, sauf pour le déplacement latéral maximal sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.

Concernant les déplacements verticaux (U_y), les sommets des trois digues en enrochement subissent des tassements. Les plus petits tassements sont enregistrés par la digue de configuration cut-slope. Les plus grands tassements sont enregistrés par la digue de configuration single-lift, et cela sous les deux accélérations maximales du sol.

4.3.6. Déplacements aux pieds des digues

4.3.6.1. Déplacement latéral U_x

Les déplacements latéraux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement, sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g sont présentés respectivement sur la Figure 4.21 et la Figure 4.22.

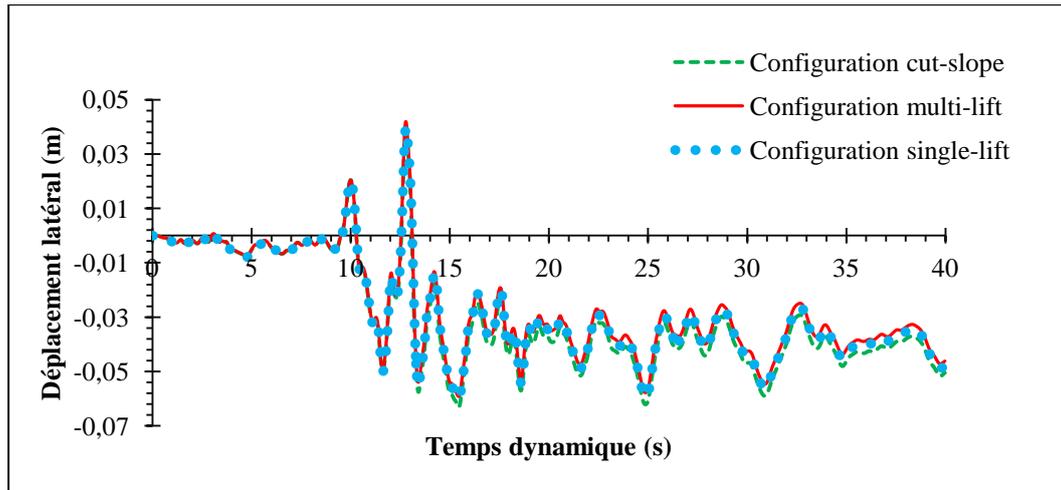


Figure 4.21. Déplacements latéraux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.

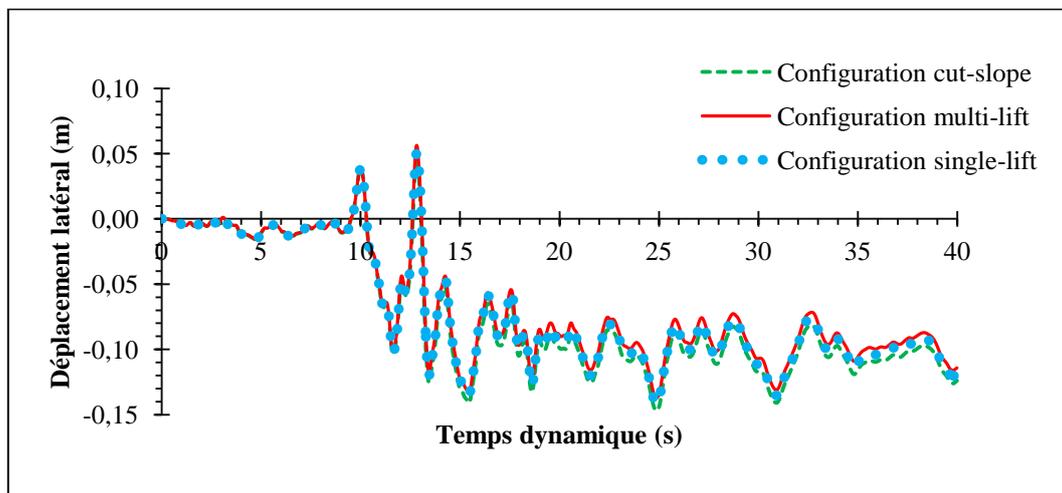


Figure 4.22. Déplacements latéraux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.

Les déplacements latéraux maximal et permanent aux pieds des trois configurations de digue en enrochement, sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g, sont portés respectivement sur la Figure 4.23.a et la Figure 4.23.b.

Une comparaison entre ces déplacements est présentée dans le Tableau 4.3. La Figure 4.24 donne un aperçu de l'évolution des déplacements latéraux entre les deux accélérations maximales du sol : 0,15 g et 0,3 g obtenus aux pieds des digues.

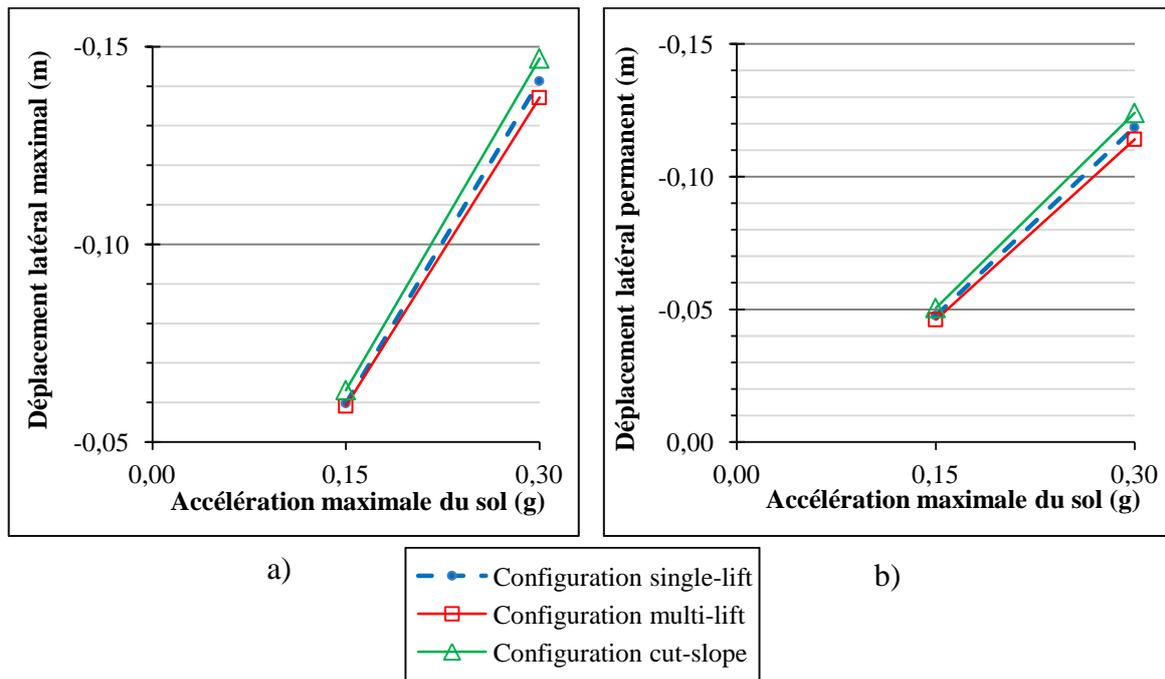


Figure 4.23. Déplacements latéraux aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g : a) maximal, b) permanent.

Tableau 4.3. Comparaison entre les déplacements latéraux (U_x) obtenus aux pieds des digues en enrochement.

Ux au pied de la digue	Ux dans les 3 configurations de digue en enrochement				
	Le plus grand Ux est obtenu par la configuration	Avec une valeur de	Comparaison de Ux des deux autres configurations par rapport au plus grand Ux		
Maximal	0,15 g	Cut-slope	$-63,1 \times 10^{-3} \text{m}$	Single-lift	-5,23%
				Multi-lift	-6,34
	0,3 g	Cut-slope	$-147 \times 10^{-3} \text{m}$	Single-lift	-3,88%
				Multi-lift	-6,73%
Permanent	0,15 g	Cut-slope	$-50,5 \times 10^{-3} \text{m}$	Single-lift	-5,54%
				Multi-lift	-8,71%
	0,3 g	Cut-slope	$-124 \times 10^{-3} \text{m}$	Single-lift	-4,35%
				Multi-lift	-7,98%

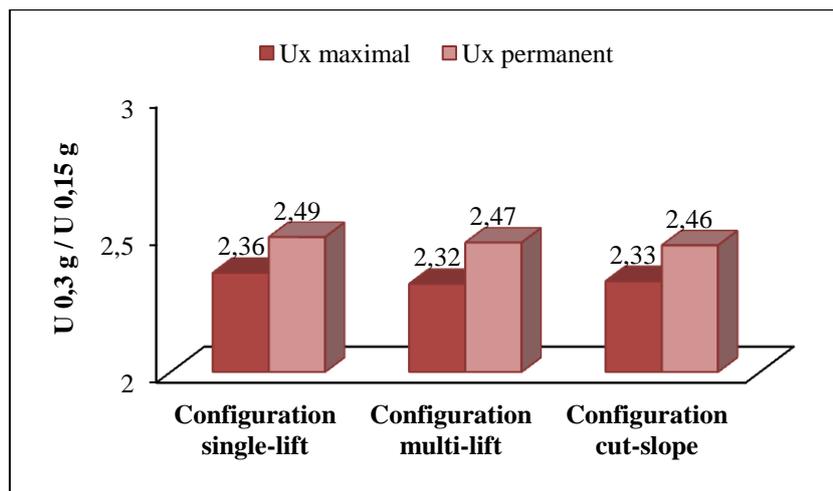


Figure 4.24. Comparaison des déplacements latéraux (U_x) aux pieds des digues en enrochement sous un PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous un PGA de 0,15 g.

De là, les remarques suivantes peuvent être présentées :

- Les plus grands déplacements latéraux (maximal et permanent) aux pieds des digues en enrochement, sous les deux accélérations maximales du sol sont enregistrés par la digue de configuration cut-slope.
- Les déplacements latéraux au pied de la digue de configuration multi-lift, sous les deux accélérations maximales du sol, sont moins élevés que ceux de la configuration single-lift.
- Les déplacements latéraux maximaux aux pieds des trois digues en enrochement sont plus grands que les déplacements latéraux permanents, pour les deux accélérations maximales du sol.
- Les déplacements latéraux aux pieds des trois digues en enrochement augmentent avec l'augmentation de l'intensité du chargement sismique. Les résultats obtenus sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g valent au moins 2,32 fois ceux enregistrés sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g pour les déplacements latéraux maximaux, et au moins 2,46 fois ceux enregistrés sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g pour les déplacements latéraux permanents.

4.3.6.2. Déplacement vertical U_y

La Figure 4.25 et la Figure 4.26 montrent les déplacements verticaux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement respectivement sous les

accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g. Le signe positif de la valeur du déplacement vertical indique un soulèvement du sol au pied de la digue en enrochement.

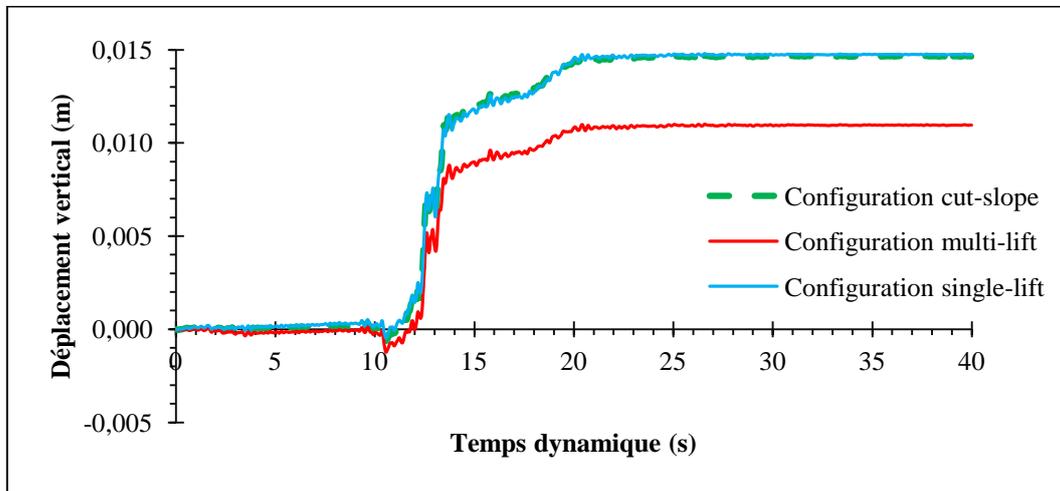


Figure 4.25. Déplacements verticaux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.

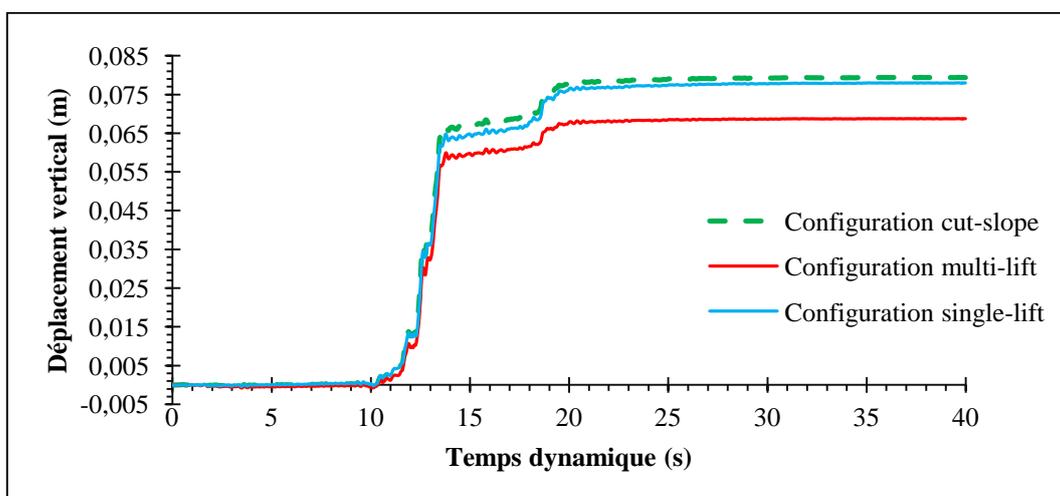


Figure 4.26. Déplacements verticaux en fonction du temps aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g.

D'après ces deux figures, on remarque que dès le début du chargement sismique jusqu'à environ 10s, les déplacements verticaux en fonction du temps aux pieds des trois digues sont petits et ont presque la même allure. A partir de ce moment, les déplacements verticaux augmentent rapidement pour se stabiliser doucement vers les 20s. Par ailleurs, la digue de configuration multi-lift se distingue par des déplacements verticaux nettement inférieurs à ceux des deux autres configurations (single-lift et cut-slope). Ces deux dernières

ont des déplacements presque similaires. Toutefois, sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g, le plus grand des déplacements verticaux aux pieds des digues est enregistré par la digue de configuration single-lift. Cette configuration obtient des variations maximales sur les déplacements verticaux sous le PGA de 0,15g d'environ cinq dixièmes de millimètre ($\approx 0,5$ mm) et environ 4 mm respectivement par rapport aux configurations cut-slope et multi-lift. Par contre, sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g, c'est la configuration cut-slope qui enregistre le plus grand des déplacements verticaux aux pieds des digues. Cette configuration détient des variations maximales sur les déplacements verticaux d'environ 3 mm et environ 11 mm respectivement par rapport aux configurations single-lift et multi-lift.

Sur la Figure 4.27.a et la Figure 4.27.b sont présentés les déplacements verticaux aux pieds des trois configurations de digue en enrochement, sous les deux accélérations maximales du sol, respectivement des déplacements maximaux et permanents.

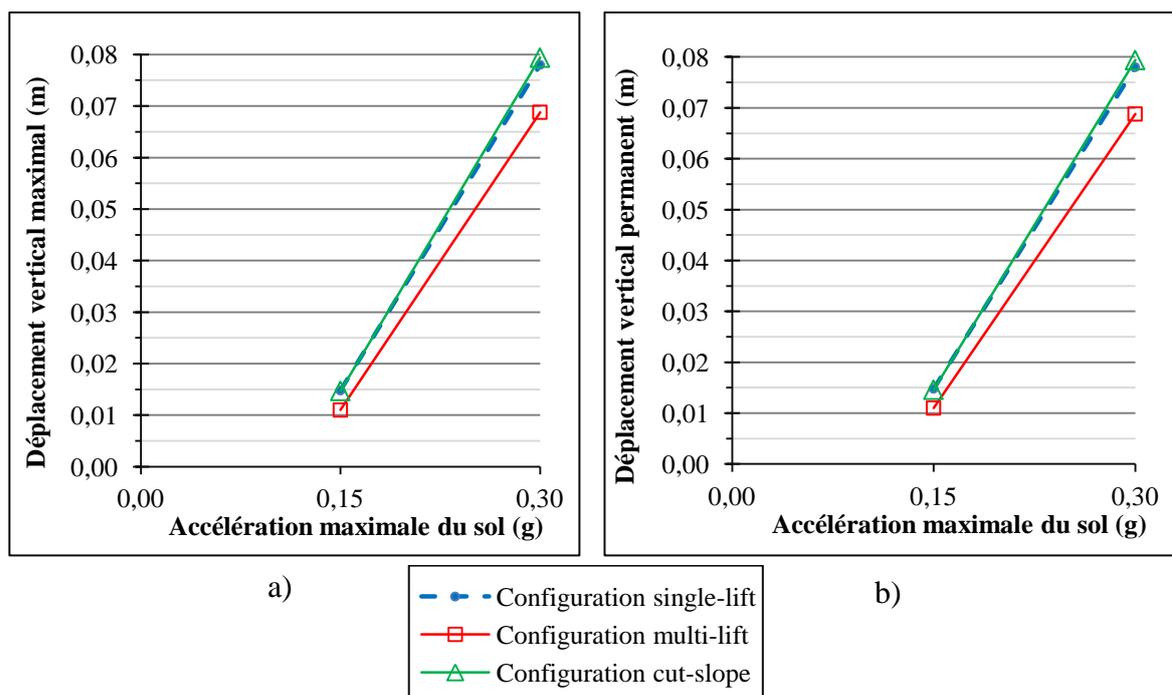


Figure 4.27. Déplacements verticaux aux pieds des trois configurations de digue en enrochement sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g : a) maximal, b) permanent.

Les déplacements verticaux maximaux aux pieds des trois digues en enrochement sont atteints à environ 20s, et ils gardent presque le même ordre de grandeur jusqu'à la fin du chargement sismique. Alors, ces déplacements verticaux maximaux sont égaux aux déplacements verticaux permanents pour les deux accélérations maximales du sol.

Une comparaison entre les déplacements verticaux aux pieds des trois digues et leurs variations en fonction de l'intensité du chargement sismique sont exposées respectivement dans le Tableau 4.4 et la Figure 4.28.

Tableau 4.4. Comparaison entre les déplacements verticaux (U_y) obtenus aux pieds des digues en enrochement.

Uy au pied de la digue	Uy dans les 3 configurations de digue en enrochement				
	Le plus grand Uy est obtenu par la configuration	Avec une valeur de	Comparaison de Uy des deux autres configurations par rapport au plus grand Uy		
Maximal = Permanent	0,15 g	Single-lift	$14,8 \times 10^{-3} \text{m}$	Multi-lift	-25,67%
				Cut-slope	-0,67%
Maximal = Permanent	0,3 g	Cut-slope	$79,4 \times 10^{-3} \text{m}$	Single-lift	-1,76%
				Multi-lift	-13,35%

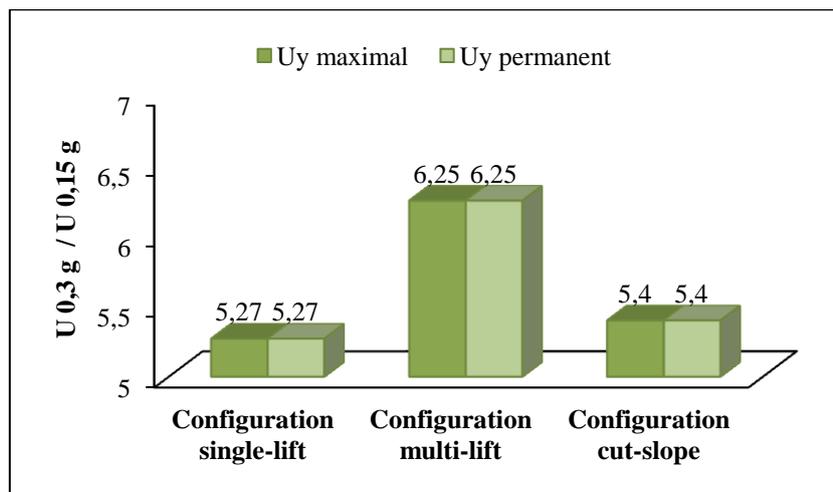


Figure 4.28. Comparaison des déplacements verticaux (U_y) aux pieds des digues en enrochement sous un PGA de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous un PGA de 0,15 g.

Après analyse de ces résultats, les observations ci-dessous sont obtenues :

- Le sol aux pieds des trois digues subit des soulèvements sous les deux chargements sismiques de PGA de 0,15 g et de 0,3 g, comme l'ont constaté également Su et al. (2017).
- Les déplacements verticaux maximaux aux pieds des trois digues en enrochement sont égaux aux déplacements verticaux permanents, pour les deux accélérations maximales du sol.

- Les plus petits déplacements verticaux aux pieds des digues en enrochement, sous les deux accélérations maximales du sol (0,15 g et 0,3 g) sont enregistrés par la digue de configuration multi-lift.
- Les déplacements verticaux aux pieds des digues de configuration single-lift et cut-slope sont presque identiques. Toutefois, le plus grand des déplacements verticaux aux pieds des digues sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g est enregistré par la digue de configuration single-lift. En ce qui concerne l'accélération maximale du sol de 0,3 g, c'est la configuration cut-slope qui enregistre le plus grand des déplacements verticaux aux pieds des digues.
- Les déplacements verticaux aux pieds des digues en enrochement augmentent avec l'augmentation de l'accélération maximale du sol. Sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g, ces déplacements valent au moins 5,27 fois les déplacements obtenus sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g.

4.3.6.3. Conclusion 6

Les déplacements latéraux maximaux aux pieds des trois digues en enrochement sont plus grands que les déplacements latéraux permanents, pour les deux accélérations maximales du sol. Concernant les déplacements verticaux, leurs valeurs maximales sont identiques aux déplacements verticaux permanents.

Les plus grands déplacements latéraux (U_x) aux pieds des digues sont enregistrés par la configuration cut-slope. Les plus petits de ces déplacements sont obtenus par la configuration multi-lift.

Pour les déplacements verticaux (U_y), les pieds des trois digues en enrochement subissent un soulèvement de sol. Les plus petits soulèvements sont enregistrés par la digue de la configuration multi-lift. Par contre, les soulèvements aux pieds des deux autres configurations de digue en enrochement (single-lift et cut-slope) sont plus élevés et sont presque identiques. Cependant, le plus grand des déplacements verticaux aux pieds des trois digues sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g est enregistré par la digue de configuration single-lift. Pour l'accélération maximale du sol de 0,3 g, c'est la configuration cut-slope qui enregistre le plus grand des déplacements verticaux aux pieds des digues.

4.4. Conclusion

Dans ce chapitre, une analyse a été effectuée pour déterminer la configuration de digue en enrochement qui offre le plus de stabilité dans les quais sur pieux, et permet moins de déplacements dans la digue sous les deux chargements sismiques d'un PGA de 0,15 g et de 0,3 g. D'ailleurs, divers résultats ont été récoltés :

- Les plus grands déplacements dans les trois configurations de digue en enrochement sont observés dans leurs parties supérieures. Ces déplacements influent fortement sur le déplacement total et l'allure de la déformée des pieux.
- La réponse sismique des pieux dépend de leurs positions dans le quai et dans la pente en enrochement, du type de pieu (vertical ou bien incliné), de la configuration de la digue en enrochement et de l'intensité du chargement sismique. Leurs déplacements totaux maximaux augmentent du côté mer du quai vers son côté terre, et ils augmentent aussi avec l'augmentation de l'accélération maximale du sol.
- La configuration cut-slope engendre le plus grand déplacement total maximal de chaque pieu du quai sous les deux chargements sismiques. Elle enregistre aussi les plus grands déplacements latéraux au sommet et au pied de la digue. Mais elle obtient les plus petits tassements au niveau du sommet de la digue.
- En comparant le plus grand des déplacements totaux maximaux des pieux de chaque quai étudié avec les trois différentes configurations de digue en enrochement, c'est au niveau de la configuration single-lift que ce déplacement est le plus faible sous les deux accélérations maximales du sol (0,15 g et 0,3 g).
- Les sommets des digues en enrochement ont des déplacements latéraux plus grands que ceux obtenus aux pieds des digues. En ce qui concerne les déplacements verticaux, les sommets, d'une manière générale, ont tendance à se tasser moins que les soulèvements constatés aux pieds des digues.
- Les déplacements latéraux (maximal et permanent) au sommet de la digue de configuration single-lift sont un peu plus faibles que ceux de la digue de configuration multi-lift pour les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g, sauf pour le déplacement latéral maximal sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g où la configuration de digue multi-lift obtient le plus faible déplacement.

- La configuration multi-lift détient les petits déplacements latéraux et verticaux au pied de la digue.

Les plus faibles déplacements totaux dans les digues en enrochement sous les deux chargements sismiques de PGA de 0,15 g et 0,3 g sont obtenus par les deux configurations single-lift et multi-lift. Dans plusieurs résultats, ces deux configurations ont observé des similitudes dans leur comportement qui a rendu leur comparaison très délicate. Néanmoins, le quai sur pieux de la configuration de digue en enrochement single-lift enregistre en même temps le plus faible déplacement de quai et des petits déplacements totaux dans la digue.

Conclusion générale

- ❖ Les séismes passés ont occasionné des dommages très significatifs dans les ouvrages portuaires de type quais sur pieux, exemples du séisme de Loma Prieta 1989, séisme de Hyogoken-Nanbu 1995, séisme de Kocaeli 1999, séisme de Haiti 2010, séisme de Kaikoura 2016, etc.

Le comportement sismique de ce type de structure est très complexe. Il est fortement influencé par le phénomène d'*interaction sol-structure* qui dépend de la réponse de trois composantes principales : la superstructure, les fondations (les pieux) et le sol. Il existe diverses méthodes d'analyse de cette interaction, qui dépendent des hypothèses retenues pour les deux milieux sol et structure. Parmi elles : (i) les méthodes analytiques basées sur le principe de Winkler ou sur la théorie du continuum élastique ; (ii) la méthode globale qui résout le problème d'interaction en une seule étape ; (iii) la méthode des sous-structures qui s'appuie sur une décomposition du système ; et (iv) la méthode hybride qui est une combinaison entre la méthode globale et la méthode des sous-structures.

Des études expérimentales qui traitent le problème d'interaction sol-structure dans les quais sur pieux ont été réalisées sur des tables vibrantes, en centrifugeuse ou en grandeur réelle, pour permettre de mieux comprendre le comportement de ce type de structure. En parallèle, des travaux menés avec des analyses numériques ont également occupé une grande place dans ce domaine, que ce soit en deux dimensions, en trois dimensions ou hybrides (2D et 3D).

- ❖ D'ailleurs à ce sujet, de nombreux chercheurs ont développé différents modèles constitutifs de sol afin de se rapprocher du comportement réel du sol. Ces modèles possèdent des caractéristiques différentes dont il est intéressant de connaître leur impact sur les résultats des analyses numériques. De là s'annonce le premier objectif de la modélisation numérique effectuée dans cette thèse. Alors, trois modèles de comportement du sol implémentés dans le code de calcul en éléments finis PLAXIS 2D (Plaxis bv 2010a), ont été utilisés pour analyser leur influence sur la réponse sismique des quais sur pieux. Ces modèles sont : le modèle Mohr-Coulomb (MC), le modèle Hardening Soil (HS) de Schanz et al. (1999) et le modèle Hardening Soil Small-strain (HSS) de Benz (2007).

Dans le cadre de cette étude, la méthode globale 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.

Devant le manque de données concernant l'instrumentation des quais sur pieux lors des séismes passés, le choix du cas d'étude est porté sur la configuration du modèle en centrifugeuse JCB01. Le quai de ce modèle a une configuration typique des ports de l'ouest des Etats-Unis. Ce modèle est sélectionné parmi une série de modèles en centrifugeuse qui a été réalisée au centre de la modélisation géotechnique de l'Université de Californie (UC Davis) (Boland et al. 2001a; McCullough 2003).

Le quai dans le modèle en éléments finis se compose d'une plateforme soutenue par sept rangées de pieux verticaux et une paire de pieux inclinés. Les pieux traversent une digue en enrochement de configuration cut-slope qui surmonte un talus de sable lâche. Le modèle a été soumis au séisme de Loma Prieta 1989.

Le quai a été modélisé en déformations planes. Le concept de la pseudo-cohésion des enrochements a été introduit. L'analyse a été effectuée dans le domaine temporel et une modification du schéma initial de Newmark défini avec la méthode α a été utilisée.

Dans ce travail, une analyse de validation a été effectuée en comparant les résultats obtenus par rapport aux résultats de la modélisation numériques en différences finies FLAC2D réalisée par Heidary-Torkamani et al. (2014b). D'après ces résultats, les modèles MC et HS surestiment le déplacement total maximal engendré dans les pieux, respectivement de 61,51% et 52,2% ; alors que pour le modèle HSS, le déplacement total maximal est sous-estimé de 10,52% par rapport au résultat de Heidary-Torkamani et al. (2014b).

Cette vérification a montré que le modèle qui tient compte de la rigidité du sol sous petites déformations (modèle HSS) se rapproche le plus des résultats de Heidary-Torkamani et al. (2014b), contrairement aux modèles MC et HS. Cela est dû au fait que le modèle MC considère un module de Young constant dans le sol et utilise uniquement l'amortissement de Rayleigh, contrairement aux modèles avancés (HS et HSS) qui utilisent trois types différents de module de rigidité (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} et E_{ur}^{ref}), afin de prédire avec précision le comportement du sol. En plus, le modèle HSS prend en considération la rigidité du sol sous petites

déformations. De ce fait, il comprend deux paramètres supplémentaires G_0^{ref} et $\gamma_{0,7}$, et intègre l'amortissement hystérétique des matériaux en plus de l'amortissement de Rayleigh.

Le déplacement des pieux dans la pente en enrochement et les déplacements en fonction du temps au sommet et au pied de la digue en enrochement ont également été mis en évidence :

- Lors du chargement sismique, un mouvement latéral important au sommet de la digue en enrochement de configuration cut-slope a été observé, dû aux déformations de la partie supérieure du remblai en sable lâche. Ce déplacement latéral du sol affecte le comportement du quai et le déplacement des pieux, en particulier les pieux les plus proches du sommet de la digue en enrochement.
- Les déplacements totaux à la base des pieux sont faibles car ils sont encastés dans un bon sol (sable dense), puis ces déplacements augmentent progressivement jusqu'à atteindre des valeurs maximales. Les déplacements totaux maximaux sont obtenus aux sommets des pieux pour les trois premiers pieux du quai (côté mer) ainsi que pour les pieux inclinés. Par contre pour les autres pieux, les valeurs maximales du déplacement total sont atteintes dans les parties supérieures des pieux, là où les déformations du sable lâche sont importantes.
- Le déplacement latéral en fonction du temps au sommet de la digue est plus important que son déplacement au pied en raison du mouvement latéral au sommet du remblai. Des différences d'environ 67% ; 40,21% et 33,33% sont enregistrées pour les déplacements latéraux maximaux respectivement pour les modèles MC, HS et HSS ; et des différences d'environ 45,45% ; 40,74% et 38% sont obtenus pour les déplacements latéraux permanents respectivement pour les modèles MC, HS et HSS. En ce qui concerne le déplacement vertical, le sommet de la digue en enrochement a tendance à se tasser contrairement à son pied qui se soulève.

Suite à l'analyse de l'influence des modèles de comportement du sol effectuée dans cette étude, il en ressort que :

- 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.
- Le choix du modèle de comportement du sol a un impact sur les résultats numériques. Il dépend de nombreux facteurs liés au type d'analyse à effectuer, à la précision attendue et aux paramètres de sol disponibles.

- Le modèle MC n'est pas approprié pour modéliser le comportement sismique des structures de quai sur pieux. Il est recommandé par conséquent d'utiliser un modèle avancé avec un comportement non linéaire sous faibles déformations et qui possède un amortissement hystérique, comme le modèle Hardening Soil Small-strain (HSS).

- ❖ Il est intéressant de noter que les quais gravitaires sont très utilisés dans les ports algériens, et qu'il faut les adapter aux nouveaux trafics maritimes et aux exigences environnementales. Dans ces deux dernières décennies, plusieurs opérations de rempiètement de quai ont été effectuées (port de Bejaia, de Mostaganem, etc.) et notamment des extensions de quai, en privilégiant la construction sur des fondations profondes (pieux, palplanches) à cause des mauvaises caractéristiques du sol ; mais cela reste malheureusement insuffisant pour assurer un développement économique dans le domaine maritime. Il devient nécessaire de construire de nouveaux quais fondés sur des pieux et que ces quais soient de rang mondial. Ce type de structure offre beaucoup d'avantages sur le coût de la construction, l'espace occupé sur le bassin, l'économie sur les matériaux, la disponibilité des moyens de mise en œuvre et leur réalisation par des entreprises nationales.

De nos jours, il est très fréquent d'utiliser une digue en enrochement pour soutenir les remblais derrière les quais sur pieux. Trois configurations de digue en enrochement se distinguent : single-lift, multi-lift et cut-slope.

- ❖ Dans le but de connaître un peu mieux l'interaction pieu-enrochement dans les quais sur pieux, on a fixé le deuxième objectif de la modélisation numérique effectuée dans cette thèse : à analyser 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 sous deux chargements sismiques d'un PGA de 0,15 g et de 0,3 g. Cela a permis de présenter quelques résultats et également des suggestions dans l'espoir qu'elles soient appliquées aux ports algériens :

- Le mode de rupture des trois configurations de digue en enrochement (single-lift, multi-lift et cut-slope) est caractérisé par un grand déplacement latéral de tout le corps des digues, des déformations non uniformes des pentes, des tassements aux sommets des digues et des soulèvements du sol aux pieds des digues. Ces déformations ont certaines similitudes par rapport au deuxième mode de rupture rencontré dans les digues de protection présenté par PIANC (2001).

- Le comportement des trois configurations de digue en enrochement sous un chargement sismique est différent. Leurs déplacements totaux sont grands dans les parties supérieures

des trois configurations de digue sous une accélération maximale du sol de 0,15 g, et ils deviennent encore plus importants sous les sommets des digues lorsque l'accélération maximale du sol est de 0,3 g.

- L'interaction pieu-enrochement joue un rôle important sur les performances sismiques des quais sur pieux.
- Les déplacements de la digue en enrochement influent fortement sur le déplacement total et l'allure de la déformée des pieux.
- La réponse sismique des pieux dépend de leurs positions dans le quai et dans la pente en enrochement, du type de pieu (vertical ou incliné), de la configuration de la digue en enrochement et de l'intensité du chargement sismique.
- Les déplacements totaux maximaux des pieux augmentent du côté mer du quai vers son côté terre, et ils augmentent aussi avec l'augmentation de l'intensité du chargement sismique.
- Les déplacements des trois digues en enrochement augmentent également avec l'augmentation de l'intensité du chargement sismique. En comparant les déplacements obtenus sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g par rapport à ceux obtenus sous l'accélération maximale du sol de 0,15 g, on a trouvé que :

(i). Aux sommets des digues :

- Les déplacements latéraux maximaux et permanents sous le PGA de 0,3 g sont respectivement aux moins 2,5 fois et 2,83 fois ceux obtenus sous le PGA de 0,15 g.
- Les déplacements verticaux maximaux sous le PGA de 0,3 g sont aux moins 1,49 fois ceux calculés sous le PGA de 0,15 g.
- Les déplacements verticaux permanents sous le PGA de 0,3 g sont aux moins 1,05 fois ceux obtenus sous le PGA de 0,15 g, sauf pour la configuration cut-slope qui obtient un déplacement vertical permanent sous le PGA de 0,3 g qui est 0,97 fois celui calculé sous le PGA de 0,15 g.

(ii). Aux pieds des digues :

- Les déplacements latéraux maximaux et permanents sous le PGA de 0,3 g sont respectivement aux moins 2,32 fois et 2,46 fois ceux du PGA de 0,15 g.

- Les déplacements verticaux maximaux et permanents sous le PGA de 0,3 g valent tous les deux aux moins 5,27 fois les déplacements verticaux obtenus sous le PGA de 0,15 g.
 - Parmi les plus grands déplacements totaux maximaux des pieux du quai étudiés avec les trois configurations de digue en enrochement, c'est avec la configuration single-lift que ce déplacement est le plus faible sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g.
 - La configuration single-lift enregistre les plus petits déplacements latéraux maximal et permanent aux sommets des digues sous les deux accélérations maximales du sol de 0,15 g et 0,3 g, exception pour le déplacement latéral maximal sous l'accélération maximale du sol de 0,3 g où c'est la configuration multi-lift qui obtient le plus faible déplacement.
 - La configuration multi-lift détient les plus petits déplacements latéraux et verticaux aux pieds des digues en enrochement.
 - Le sol aux pieds des trois digues subit des soulèvements sous les deux chargements sismiques de PGA de 0,15 g et de 0,3 g, même chose constatée par Su et al. (2017).
 - Les sommets des digues en enrochement ont des déplacements latéraux plus grands que ceux obtenus aux pieds des digues. En ce qui concerne les déplacements verticaux, les sommets, d'une manière générale, ont tendance à se tasser moins que les soulèvements constatés aux pieds des digues.
 - Les deux configurations single-lift et multi-lift enregistrent toutes les deux les plus faibles déplacements totaux dans les digues sous les deux accélérations maximales du sol. D'ailleurs, dans la plupart des résultats analysés, ces deux configurations ont un comportement presque similaire qui les rend difficile à départager. Néanmoins, afin d'assurer dans les zones de faible sismicité moins de déformations dans les quais sur pieux et moins de déplacements totaux dans les digues en enrochement, il est conseillé d'utiliser la digue en enrochement de configuration single-lift. Dans le cas des eaux profondes, si cette configuration devient non économique, il est recommandé d'utiliser la configuration multi-lift.
- ❖ La modélisation bidimensionnelle en éléments finis du code de calcul PLAXIS, l'analyse en déformations planes et le modèle Hardening Soil Small-strain (HSS) sont des moyens efficaces qui ont permis de se rapprocher du comportement réel du sol et de prédire le

comportement sismique des quais sur pieux. Toutefois, certaines suggestions et perspectives se sont dressées à l'issue de ce travail. Elles sont présentées ci-dessous.

En premier lieu, il serait important d'utiliser un modèle mieux adapté à l'analyse de la liquéfaction de sol, et qui permet de déterminer la génération des surpressions interstitielles lors d'un séisme, comme le modèle UBCsand, et de comparer ces résultats avec ceux obtenus dans cette thèse.

Deuxièmement, il a été remarqué que l'utilisation de modèle complexe pour modéliser le comportement du sol, comme les modèles avancés, est coûteuse en termes de calcul, en particulier en ce qui concerne le calcul dynamique. Et pour y remédier, il est conseillé d'utiliser la modélisation constitutive adaptative des sols (*adaptive constitutive modeling*). Cela peut réduire considérablement l'effort de calcul. Cette approche consiste à utiliser différents modèles constitutifs de sol, de la même famille de modèle de sol, avec différentes caractéristiques. Pour y procéder, les modèles les plus sophistiqués sont attribués aux régions qui sont directement influencées par le problème géotechnique. D'autre part, les modèles plus simples sont attribués aux autres régions présentant une faible concentration de contraintes et de déformations.

Troisièmement, il serait intéressant d'évaluer et de comparer les résultats de ces travaux avec une analyse avancée par la méthode des éléments finis tridimensionnels (3D), ou en utilisant une méthode hybride 2D-3D.

Enfin, poursuivre cette étude en accentuant sur l'analyse du comportement sismique des enrochements en tant que particule discrète et à l'étude de la stabilité des digues en enrochement.

Références bibliographiques

- Abboud, Y. (2017). *Développement d'un macroélément pour l'étude des fondations superficielles sous charge sismique*. (Thèse de Doctorat). Université Paris-Est. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01757023> [2021-08-04]
- Akbari Hamed, A. (2017). *Predictive numerical modeling of the behavior of rockfill dams*. (Master's Thesis). École de technologie supérieure. <https://espace.etsmtl.ca/id/eprint/1820/> [2021-08-16]
- American Petroleum Institute (API) (1987). *Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms. API Recommended Practice 2A (RP-2A)*. 17th. ed. American Petroleum Institute.
- American Petroleum Institute (API) (2000). *Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms-Working stress design. API RP 2A-WSD 21ST ED (E2) (S2)*. 21st. ed. American Petroleum Institute.
<https://www.apiwebstore.org/publications/item.cgi?58bf26e5-8e94-4eb0-97f3-152abb4c1f37> [2021-08-03]
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2014). *Seismic Design of Piers and Wharves. ASCE/COPRI 61- 14*. <http://dx.doi.org/10.1061/9780784413487>
- Amirabadi, R., Bargi, K., Dolatshahi Piroz, M., Heidary-Torkamani, H. & Mccullough, N. (2014). Determination of optimal probabilistic seismic demand models for pile-supported wharves. *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance*, 10 (9), 1119-1145. <http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2013.793723>
- Amirabadi, R., Bargi, K. & Heidary-Torkamani, H. (2012a). Probabilistic seismic demand models of PEER-PBEE framework for pile and deck structures. *International Journal Of Civil And Structural Engineering*, 2 (3), 775-790. <https://doi.org/doi:10.6088/ijcser.00202030007>
- Amirabadi, R., Bargi, K. & Heidary-Torkamani, H. (2012b). Seismic demands for pile-supported wharf Structures with batter piles. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*, 4 (19), 3791-3800.
<http://www.airitilibrary.com/Publication/alDetailedMesh?DocID=20407467-201210-201512070007-201512070007-3791-3800> [2021-08-03]
- Anoyatis, G. (2013). *Contribution to kinematic and inertial analysis of piles by analytical and experimental methods*. (PhD Thesis). University of Patras.
<https://thesis.ekt.gr/thesisBookReader/id/38613#page/1/mode/2up> [2021-08-03]
- Anoyatis, G., Di Laora, R., Mandolini, A. & Mylonakis, G. (2013). Kinematic response of single piles for different boundary conditions: Analytical solutions and normalization schemes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 44, 183-195.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2012.09.011>
- Anoyatis, G. & Lemnitzer, A. (2017). Kinematic Winkler modulus for laterally-loaded piles. *Soils and Foundations*, 57, 453-471. <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2017.05.011>

- Anoyatis, G., Mylonakis, G. & Lemnitzer, A. (2016). Soil reaction to lateral harmonic pile motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 87, 164-179.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.05.004>
- Aristaghes, M. (1986). *Conception des quais sur pieux*. (Notice PM – N°. 86.04). Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF), France.
- Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M. & Fruth, L.S. (1992). *VELACS: Verification of liquefaction analyses by centrifuge studies laboratory testing program soil data report*. (Rapport, Project No. 90-0562). The Earth Technology Corporation, Irvine, California.
<https://doi.org/10.13140/2.1.3740.8320>
- Association Française du Génie Parasismique (AFPS) (1990). *Recommandations AFPS 90*. Presses des Ponts et Chaussées.
- Association Française du Génie Parasismique (AFPS) (2002). *Guide AFPS Conception parasismique des bâtiments*. Association Française du Génie Parasismique. www.afps-seisme.org [2021-08-02]
- Atkinson, J.H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50 (5), 487-508.
<https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.5.487>
- Atkinson, J.H. & Salfors, G. (1991). Experimental determination of soil properties. *In Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Vol. 3, Florence, Italy, 26-30 May 1991*. A.A. Balkema, 915-956.
- Awoshika, K. (1971). *Analysis of foundation with widely spaced batter piles*. (PhD Thesis). University of Texas at Austin.
- Awwad, T. & Al Kodsai, S.A. (2019). Soil constitutive model effect on the distribution of pile axial load-parametric study. *In R. Mangushev, A. Zhussupbekov, Y. Iwasaki & I. Sakharov (Eds.), Geotechnics Fundamentals and Applications in Construction: New Materials, Structures, Technologies and Calculations*. 1st. ed. CRC Press, 26-29.
<https://doi.org/10.1201/9780429058882-6>
- Aydinoglu, M.N., Ergin, A., Guler, I., Yuksel, Y., Çevik, E. & Yalçiner, A.C. (2008). New Turkish seismic design code for port structures: a performance –based approach. *In M. J. Smith (Ed.), Coastal Engineering 2008: Proceedings of the 31st International Conference on Coastal Engineering (ICCE 2008), Hamburg, Germany, 31 August-5 September 2008*. World Scientific, 208-217.
<https://www.yukselproje.com.tr/wp-content/uploads/2016/11/new-turkish-seismic-design-code-for-port-structures-a-performance-based-approach-pdf.pdf> [2021-08-02]
- Banayan-Kermani, A., Bargi, K. & Heidary-Torkamani, H. (2016). Seismic performance assessment of pile-supported wharves retrofitted by carbon fibre–reinforced polymer composite considering ageing effect. *Advances in Structural Engineering*, 19 (4), 581-598.
<https://doi.org/10.1177/1369433216630187>
- Banerjee, P.K. & Davies, T.G. (1978). The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils. *Géotechnique*, 28 (3), 309-326.
<https://doi.org/10.1680/geot.1978.28.3.309>
- Basu, D., Salgado, R. & Prezzi, M. (2009). A continuum-based model for analysis of laterally loaded piles in layered soils. *Géotechnique*, 59 (2), 127-140. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.00011>

- Beatty, M. (2009). Summary of UBCSand Constitutive Model, Versions 904a and 904aR. Short course, Seismic Deformation Analyses of Embankment Dams considering Liquefaction Effects, Davis, California, United States, 22-24 September 2009.
- Benz, T. (2007). *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. (PhD Thesis). Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart.
https://www.igs.uni-stuttgart.de/dokumente/Mitteilungen/55_Benz.pdf [2021-09-10]
- Benz, T., Schwab, R. & Vermeer, P. (2009). Small-strain stiffness in geotechnical analyses. *Bautechnik*, 86 (S1), 16-27. <https://doi.org/10.1002/bate.200910038>
- Berrill, J.B., Christensen, S.A., Keenan, R.P., Okada, W. & Pettinga, J.R. (2001). Case study of lateral spreading forces on a piled foundation. *Géotechnique*, 51 (6), 501-517.
<https://doi.org/10.1680/geot.2001.51.6.501>
- Besseling, F. (2012). *Soil-structure interaction modelling in performance based seismic jetty design*. (Final report, M.Sc. Graduation Project). Delft University of Technology.
- Bhattacharya, S., Madabhushi, S.P.G. & Bolton, M.D. (2004). An alternative mechanism of pile failure in liquefiable deposits during earthquakes. *Géotechnique*, 54 (3), 203-213.
<https://doi.org/10.1680/geot.2004.54.3.203>
- Blandon, C.A. (2007). *Seismic analysis and design of pile supported wharves*. (PhD Thesis). Rose School.
- Boland, J.C., Schlechter, S.M., McCullough, N.J., Dickenson, S.E., Kutter, B.L. & Wilson, D.W. (2001a). *Pile-Supported Wharf Centrifuge Model (JCB01)*. (Data Report GEG05-2000). Geotechnical Engineering Group, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Oregon State University.
<https://ucdavis.app.box.com/s/vkxvac86rjtwd0s26pzvbm9y2dn4plm> [2021-07-30]
- Boland, J.C., Schlechter, S.M., McCullough, N.J., Dickenson, S.E., Kutter, B.L. & Wilson, D.W. (2001b). *Pile-Supported Wharf Centrifuge Model (SMS02)*. (Data Report GEG04-2000). Geotechnical Engineering Group, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Oregon State University.
<https://ucdavis.app.box.com/s/siqtxojqncsndf12amc6caxkuh3qpeqm> [2021-08-09]
- Bouafia, A. (2017). Chapitre 2. Introduction à la modélisation physique en géotechnique. In *Pieux sous charges latérales – Etude en vraie grandeur et en centrifugeuse*. 1st. ed. Dar Khettab, 69-89.
- Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W. & Abghari, A. (1999). Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125 (9), 750-759. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:9\(750\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:9(750))
- Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Brandenburg, S.J., Singh, P. & Chang, D. (2003). *Pile foundations in liquefied and laterally spreading ground during earthquakes: centrifuge experiments & analyses*. (Final report UCD/CGM-03/01). Department of Civil & Environmental Engineering College of Engineering University of California at Davis.
https://faculty.engineering.ucdavis.edu/boulanger/wp-content/uploads/sites/71/2014/09/Boulanger_et_al_CGM03_01.pdf [2021-07-30]
- Boussinesq, J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*. Gauthier-Villars, Paris.
- Boyce, A., Presland, R., Chin, E.L., Delaney, A. & Lake, J. (2019). Centreport Wellington Post-Earthquake Recovery of Thorndon Container Wharf Operations. In P. Jain & W. S. Stahlman

- III (Eds.), *Ports 2019: Proceedings of the 15th Triennial International Conference, Pittsburgh Pennsylvania, United States, 15–18 September 2019*. ASCE, 679–691.
<https://doi.org/10.1061/9780784482612.064>
- Brinkgreve, R.B.J., Kappert, M.H. & Bonnier, P.G. (2007). Hysteretic Damping in a small-strain stiffness model. In G. Pande & S. Pietruszczak (Eds), *Numerical Models in Geomechanics : Proceedings of the Tenth International Symposium on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG X), Rhodes, Greece, 25-27 April 2007*. Taylor & Francis, 737–742.
<https://doi.org/10.1201/NOE0415440271>
- Brûlé, S. & Caira, F. (2018). *Pratique de l'interaction sol-structure sous séisme - Application aux fondations et aux soutènements*. La Plaine Saint-Denis : Afnor éditions.
- Burland, J.B. (2012). Chapter 5 Structural and geotechnical modeling. In J. B. Burland, T. Chapman, H. Skinner, & M. Brown, *ICE manual of geotechnical engineering, Vol. I*. ICE Publishing, 27–34. <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/moge.57074.0027> [2021-08-02]
- Chai, Y.H. (2002). Flexural Strength and Ductility of Extended Pile-Shafts. I: Analytical Model. *Journal of Structural Engineering*, 128 (5), 586–594. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:5\(586\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:5(586))
- Chang, W.-J., Chen, J.-F. & Ho, H.-C. (2010a). Large Scale Model Test for Pile-Supported Wharf in Liquefied Sand. Paper presentation, In Fifth International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, United States, 24-29 May 2010. <https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/05icrageesd/session01b/7> [2021-08-11]
- Chang, W.-J., Chen, J.-F., Ho, H.-C. & Chiu, Y.-F. (2010b). In Situ Dynamic Model Test for Pile-Supported Wharf in Liquefied Sand. *Geotechnical Testing Journal*, 33 (3), 212–224. <https://doi.org/10.1520/GTJ102425>
- Chatzigogos, C.T., Pecker, A. & Salençon, J. (2009). Macroelement modeling of shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29 (5), 765–781.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.08.009>
- Chau, K.T., Shen, C.Y. & Guo, X. (2009). Nonlinear seismic soil–pile–structure interactions: Shaking table tests and FEM analyses. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29 (2), 300–310. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.02.004>
- Chau, K.T. & Yang, X. (2005). Nonlinear Interaction of Soil–Pile in Horizontal Vibration. *Journal of Engineering Mechanics*, 131 (8), 847–858.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2005\)131:8\(847\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:8(847))
- Chen, W.-F. & Duan, L. (Eds.) (2014). *Bridge Engineering Handbook: Fundamentals*. 2nd. ed. Boca Raton: CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b15616>
- Chidichimo, A., Cairo, R., Dente, G., Taylor, C.A. & Mylonakis, G. (2014). 1-g Experimental investigation of bi-layer soil response and kinematic pile bending. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 67, 219–232. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.07.008>
- Chiou, J.-S. & Chen, C.-H. (2007). Exact Equivalent Model for a Laterally-Loaded Linear Pile-Soil System. *Soils and Foundations*, 47 (6), 1053–1061. <https://doi.org/10.3208/sandf.47.1053>
- Chiou, J.-S., Chiang, C.-H., Yang, H.-H. & Hsu, S.-Y. (2011). Developing fragility curves for a pile-supported wharf. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31 (5), 830–840.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.01.011>

- CIRIA, CUR & CETMEF (2007). 6. Design of marine structures. *In The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering*. 2nd. ed. CIRIA (C683), 773-907. <https://www.kennisbank-waterbouw.nl/DesignCodes/rockmanual/chapter%206.pdf> [2021-07-30]
- Comité Européen de Normalisation (CEN) (2005). *Norme NF EN 1998-5 Eurocode 8-Calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Partie 5 : fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques*. AFNOR.
- Computers and Structures, Inc. (2000). *SAP2000*. Version: 7.50. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, U.S.A. <https://www.csiamerica.com> [2021-08-14]
- Corfdir, A. & Trichet, J.-J. (2005). Condition de glissement sous les ouvrages poids portuaires Étude bibliographique. *Revue française de géotechnique*, (110), 27-40. <https://doi.org/10.1051/geotech/2005110027>
- Correia, A.A. (2011). *A pile-head macro-element approach to seismic design of monoshaft-supported bridges*. (PhD Thesis). ROSE School, IUSS Pavia.
- Cox, W.R., Reese, L.C. & Grubbs, B.R. (1974). Field Testing of Laterally Loaded Piles In Sand. *In Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, United States, 6-8 May 1974*. OnePetro, 459-472. <https://doi.org/10.4043/2080-MS>
- Cubrinovski, M., Bradley, B.A., Elwood, K.J., Johnston, D., Orchiston, C., Sullivan, T. & Wotherspoon, L.M. (2020). Wellington's earthquake resilience: Lessons from the 2016 Kaikōura earthquake. *Earthquake Spectra*, 36 (3), 1448-1484. <https://doi.org/10.1177/8755293020919426>
- Cubrinovski, M. & Bray, J.D. (2017). *Geotechnical Reconnaissance of the 2016 Mw7.8 Kaikoura, New Zealand Earthquake (Version 1.0: 10 JUNE 2017)*. (GEER Report N° GEER-053). The US Geotechnical Extreme Events Reconnaissance (GEER). <https://doi.org/10.18118/G6NK57>
- Cubrinovski, M., Bray, J.D., de la Torre, C., Olsen, M.J., Bradley, B.A., Chiaro, G., Stocks, E. & Wotherspoon, L. (2017). Liquefaction effects and associated damages observed at the Wellington Centreport from the 2016 Kaikoura earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 50 (2), 152-173. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.50.2.152-173>
- Cummings, A.E. & Chang, Y.L. (1937). Discussions of Lateral Pile-Loading Tests. *In L. B. Feagin, Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 102 (1), 236-254. <https://doi.org/10.1061/TACEAT.0004822>
- Das, B.M. & Sivakugan, N. (2018). *Principles of Foundation Engineering*. 9th. ed. Boston, MA: Cengage Learning.
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2009). *ABAQUS User's Manual, Version 6.9*. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, Rhode Island, United States.
- Davisson, M.T. (1970). Lateral Load Capacity of Piles. *Highway Research Record*, (333), 104-112. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/hrr/1970/333/333-010.pdf> [2021-08-02]
- Davisson, M.T. & Robinson, K.E. (1965). Bending and buckling of partially embedded piles. *In Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Montreal, Canada, 8-15 September 1965*. 275-279. https://www.issmge.org/uploads/publications/1/39/1965_02_0052.pdf [2021-08-02]
- Deghoul, L. (2021). 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. *Academic Journal of Civil Engineering*, 39 (1), 317-324. <https://doi.org/10.26168/ajce.39.1.53>

- Deghoul, L. & Gabi, S. (2018). Comportement sismique d'un quai sur pieux dans un talus ou digue en enrochement soumis à deux chargements sismiques différents. Communication orale, Dans le 7ème colloque maghrébin de géophysique appliquée CMGA 7 : La géophysique appliquée et les ressources naturelles, Ecole Supérieure de la Sécurité Sociale (ESSS), Alger, Algérie, 20-22 Février 2018.
- 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 (3), 191-209. <https://doi.org/10.2478/sgem-2019-0050>
- Deghoul, L., Gabi, S. & Terbouche, F. (2017). Analyse numérique de la réponse sismique d'un quai sur pieux. *Academic Journal of Civil Engineering*, 35 (1), 364-367. <https://doi.org/10.26168/ajce.35.1.89>
- Dehghanpoor, A., Thambiratnam, D. & Chan, T. (2017). A review of seismic soil-pile-superstructure interaction methods. In *Proceedings from 3rd International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (PBD-III), Vancouver, British Columbia, Canada, 16-19 July 2017.* <https://eprints.qut.edu.au/110785/> [2021-08-03]
- Dehghanpoor, A., Thambiratnam, D., Chan, T., Taciroglu, E., Kouretzis, G. & Li, Z. (2021). Coupled Horizontal and Vertical Component Analysis of Strong Ground Motions for Soil–Pile–Superstructure Systems: Application to a Bridge Pier with Soil–Structure Interaction. *Journal of Earthquake Engineering*, 25 (11), 2202-2230. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1625829>
- Desai, C.S., Johnson, L.D. & Hargett, C.M. (1974). Analysis of Pile-Supported Gravity Lock. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 100 (9), 1009-1029. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000091>
- Dey, A. (2011). Calibration of a PLAXIS finite element dynamic model: Effect of domain width and meshing schemes/AES. In *Proceedings of the 3rd Indian Young Geotechnical Engineers Conference (3IYGEC), IIT Delhi, New Delhi, India, 25 - 26 March 2011.* 127-132
- Di Laora, R. & Rovithis, E. (2015). Kinematic Bending of Fixed-Head Piles in Nonhomogeneous Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141 (4), 1-10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001270](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001270)
- Diaz, G.M., Patton, B.W., Armstrong, G.L. & Joolazadeh, M. (1984). Lateral load tests of piles in sloping rock fill. In *J. R. Meyer (Ed.), Proceedings of the Conference on Analysis and Design of Pile Foundations, San Francisco, California, United States, 1-5 Oct 1984.* ASCE, 214-231. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockey=0041811> [2021-08-09]
- Dickenson, S.E. & McCullough, N.J. (2005). Modeling the Seismic Performance of Pile Foundations for Port and Coastal Infrastructure. In *R. W. Boulanger & K. Tokimatsu (Eds.), Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground: Proceedings of a Workshop on Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground, University of California, Davis, California, United States, 16-18 March 2005.* ASCE, 173-191. [https://doi.org/10.1061/40822\(184\)15](https://doi.org/10.1061/40822(184)15)
- Dickenson, S.E., Yang, S., Schwarm, D. & Rees, M. (2014). Seismic performance analysis of pile-supported wharves subjected to long-duration ground motions. In *M. Huang (Ed.), Proceedings of SMIP14 Seminar on Utilization of Strong-Motion Data, Berkeley, California, United states, 9 October 2014.* 63-82.

- https://www.conservation.ca.gov/cgs/Documents/Program-SMIP/Seminar/SMIP14_P5_Paper_by_Dickenson.pdf [2021-08-13]
- Dickenson, S.E., Yang, S., Schwarm, D. & Rees, M. (2016). Design Considerations for the Kinematic Loading of Piles. In D. Oates, E. Burkhart & J. Grob (Eds.), *Ports 2016: Port Engineering, Proceedings of the 14th Triennial International Conference, New Orleans, Louisiana, United States, 12-15 June 2016*. ASCE, 213-222. <https://doi.org/10.1061/9780784479902.022>
- Donahue, M.J., Dickenson, S.E., Miller, T.H. & Yim, S.C. (2004). Comparison of 3D Modeling to Recorded Seismic Response for a Pile Supported Wharf. In S. A. Curtis (Ed.), *Ports 2004: Port Development in the Changing World, Proceedings of Ports Conference 2004, Houston, Texas, United States, 23-26 May 2004*. ASCE, 1-10. [https://doi.org/10.1061/40727\(2004\)34](https://doi.org/10.1061/40727(2004)34)
- Duncan, J.M. & Chang, C.-Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96 (5), 1629-1653. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001458>
- Ebeling, R.M. & Morrison Jr., E.E. (1992). *The seismic design of waterfront retaining structures*. (U.S. Army Technical report ITL-92-11). Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, United States. <https://usace.contentdm.oclc.org/digital/collection/p266001coll1/id/6775/> [2021-08-13]
- Ebeling, R.M., Strom, R.W., White, B.C. & Abraham, K. (2012). *Simplified Analysis Procedures for Flexible Approach Wall Systems Founded on Groups of Piles and Subjected to Barge Train Impact*. (Technical Report ERDC/ITL TR-12-3). Information Technology Laboratory, U.S. Army Engineer Research and Development Center. <https://hdl.handle.net/11681/10824> [2021-08-02]
- Ebeling, R.M. & White, B.C. (2016). *Characterizing axial stiffness of individual batter piles with emphasis on elevated, laterally loaded, clustered pile groups*. (Technical Report ERDC/ITL TR-16-5). Information Technology Laboratory, U.S. Army Engineer Research and Development Center. <https://hdl.handle.net/11681/20402> [2021-08-02]
- Egan, J.A., Hayden, R.F., Scheibel, L.L., Otus, M. & Serventi, G.M. (1992). Seismic Repair at Seventh Street Marine Terminal. In R. H. Borden, R. O. Holtz, & I. Juran (Eds.), *Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics: Proceedings of the conference on Grouting, Soil Improvement, and Geosynthetics, Vol. 2, New Orleans, Louisiana, United States, 25-28 February 1992*. Geotechnical Special Publication (GSP) 30. ASCE, 867-878. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockey=0075106> [2021-07-30]
- El Naggar, M.H. & Bentley, K.J. (2000). Dynamic analysis for laterally loaded piles and dynamic p-y curves. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (6), 1166-1183. <https://doi.org/10.1139/t00-058>
- El Naggar, M.H. & Novak, M. (1995). Nonlinear lateral interaction in pile dynamics. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 14 (2), 141-157. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(94\)00028-F](https://doi.org/10.1016/0267-7261(94)00028-F)
- El Naggar, M.H. & Novak, M. (1996). Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15 (4), 233-244. [https://doi.org/10.1016/0267-7261\(95\)00049-6](https://doi.org/10.1016/0267-7261(95)00049-6)
- El Naggar, M.H., Shayanfar, M.A., Kimiaei, M. & Aghakouchak, A.A. (2005). Simplified BNWF model for nonlinear seismic response analysis of offshore piles with nonlinear input ground motion analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 42 (2), 365-380. <https://doi.org/10.1139/t04-103>
- FEA Ltd (2000). *LUSAS Theory Manual*. FEA Ltd, United Kingdom.

- Gabi, S., Belakrouf, A., Deghoul, L. & Doubrovsky, M. (2013). Proposition de nouvelles conceptions pour le développement et l'amélioration des ouvrages portuaires de protection et d'accostage. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, 49-55.
- Galbraith, J.A., Ali Naeem, M. & Bruin, W.M. (2018). Evaluation of marine structures for kinematic effects. *In Proceedings of the 34th PIANC World Congress, Panama City, Panama, 7-11 May 2018*. 1-10. https://coms.events/pianc-panama/data/full_papers/full_paper_384.pdf [2021-08-03]
- Galbraith, J.A., Naeem, M.A. & Bruin, W.M. (2019). Combined Kinematic and Inertial Seismic Analysis of Marine Structures. *In P. Jain & W. S. Stahlman III (Eds.), Ports 2019: Proceedings of the 15th Triennial International Conference, Pittsburgh Pennsylvania, United States, 15-18 September 2019*. ASCE, 66-77. <https://doi.org/10.1061/9780784482612.007>
- Garnier, J. (2001). Modèles physiques en géotechnique I-Évolution des techniques expérimentales et des domaines d'application. *Revue Française de Géotechnique*, (97), 3-29. <https://doi.org/10.1051/geotech/2001097003>
- Gazetas, G. (1991). Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117 (9), 1363-1381. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:9\(1363\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1363))
- Gazetas, G. & Mylonakis, G. (1998). Seismic Soil-Structure Interaction: New Evidence and Emerging Issues. *In P. Dakoulas, M. Yegian, & R. D. Holtz (Eds.), Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III: Proceedings of the conference on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Vol. 2, Seattle, Washington, United States, 3-6 August 1998*. GSP Geotechnical Special Publication (GSP) 75. ASCE, 1119-1174. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockey=0112765> [2021-08-03]
- Geotechnical Engineering Office (GEO) (2006). *Foundation design and construction*. (GEO Publication N° 1/2006). Geotechnical Engineering Office (GEO), Hong Kong. https://www.cedd.gov.hk/filemanager/eng/content_148/ep1_2006.pdf [2021-08-02]
- Gerolymos, N., Giannakou, A., Anastasopoulos, I. & Gazetas, G. (2008). Evidence of beneficial role of inclined piles: observations and summary of numerical analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 705-722. <https://doi.org/10.1007/s10518-008-9085-2>
- Giannakou, A., Gerolymos, N., Gazetas, G., Tazoh, T. & Anastasopoulos, I. (2010). Seismic Behavior of Batter Piles: Elastic Response. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136 (9), 1187-1199. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000337](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000337)
- Grange, S., Kotronis, P. & Mazars, J. (2009). A macro-element to simulate dynamic Soil-Structure Interaction. *Engineering Structures*, 31 (12), 3034-3046. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.08.007>
- Hadjadji, T. (1993). *Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux*. (Thèse de Doctorat). Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. <https://trid.trb.org/view/1008743> [2021-08-03]
- Hajimollaali, H., Elahi, H. & Sabermahani, M. (2020). A simplified approach for evaluation of seismic displacements of pile group located in soil slope. *Journal of Numerical Methods in Civil Engineering*, 5 (1), 40-50. <https://doi.org/10.52547/nmce.5.1.40>
- Haouari, H. & Bouafia, A. (2019). Essais sur modèles réduits centrifugés de pieux isolés sous charge latérale - Analyse des courbes P-Y. *Algérie équipement*, 43, 43-52. http://www.entp.edu.dz/revue/files/article/6article_haouari-rae61.pdf [2021-09-16]

- Hardin, B.O. & Black, W.L. (1969). Closure to “Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95 (6), 1531-1537.
<https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001364>
- Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972). Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 98 (7), 667-692.
<https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001760>
- Harn, R.E. (2004a). Displacement Design of Marine Structures on Batter Piles. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, British Columbia, Canada, 1-6 August 2004*. 1-13. https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_543.pdf [2021-08-02]
- Harn, R.E. (2004b). Have Batter Piles Gotten a Bad Rap in Seismic Zones? (Or Everything You Wanted to Know About Batter Piles But Were Afraid to Ask). In S. A. Curtis (Ed.), *Ports 2004: Port Development in the Changing World, Proceedings of Ports Conference 2004, Houston, Texas, United States, 23-26 May 2004*. ASCE, 1-10.
[https://doi.org/10.1061/40727\(2004\)13](https://doi.org/10.1061/40727(2004)13)
- Hasanpouri Notash, N., Havvaei, A. & Dabiri, R. (2018). Effect of Soil Constitutive Models on Numerical Modeling of Cantilever Retaining Wall. *Journal of New Approaches in Civil Engineering*, 1 (2), 1-13. <https://doi.org/10.30469/jnace.2018.63076>
- Heidary-Torkamani, H., Bargi, K. & Amirabadi, R. (2013a). Fragility Curves Derivation for a Pile-Supported Wharf. *International Journal of Maritime Technology*, 1, 1-10. <http://ijmt.ir/article-1-211-en.html> [2021-08-03]
- Heidary-Torkamani, H., Bargi, K. & Amirabadi, R. (2013b). Probabilistic Assessment for Seismic Performance of Pile-Supported Wharves. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*, 5 (9), 2831-2837. <http://dx.doi.org/10.19026/rjaset.5.4813>
- Heidary-Torkamani, H., Bargi, K. & Amirabadi, R. (2014a). Seismic vulnerability assessment of pile-supported wharves using fragility curves. *Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life- Cycle Design and Performance*, 10 (11), 1417-1431. <http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2013.823453>
- Heidary-Torkamani, H., Bargi, K., Amirabadi, R. & McCllough, N.J. (2014b). Fragility estimation and sensitivity analysis of an idealized pile-supported wharf with batter piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62, 92-106. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.01.024>
- Hejazi, Y., Dias, D. & Kastner, R. (2008). Impact of constitutive models on the numerical analysis of underground constructions. *Acta Geotechnica*, 3, 251-258. <https://doi.org/10.1007/s11440-008-0056-1>
- 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 (3), 283-292. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290050306>
- Hokmabadi, A.S., Fatahi, B. & Samali, B. (2014). Assessment of soil–pile–structure interaction influencing seismic response of mid-rise buildings sitting on floating pile foundations. *Computers and Geotechnics*, 55, 172-186. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.08.011>
- Huertas, J.C. & Romanel, C. (2015). Seismic performance of a wharf dyke. In F. Oka, A. Murakami, R. Uzuoka & S. Kimoto (Eds.), *Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics : Proceedings of the 14th International Conference of the International Association for Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics, Kyoto, Japan, 22–25 September 2014*. 1st. ed. CRC Press, 779-784.

- Hughes, T.J.R. (1987). *The finite element method: Linear static and dynamic finite element analysis*. Prentice-Hall, INC.
- Huynh, V.Q., Nguyen, X.H. & Nguyen, T.K. (2020). A Macro-element for Modeling the Non-linear Interaction of Soil-shallow Foundation under Seismic Loading. *Civil Engineering Journal*, 6 (4), 714-723. <http://dx.doi.org/10.28991/cej-2020-03091503>
- Hwang, J.I., Kim, S.R., Kim, J.H. & Kim, M.M. (2001). Seismic responses of geotechnical port and harbor structures by the shaking table test. In *KEERC-MAE Joint Seminar on Risk Mitigation for Regions of Moderate Seismicity, University of Illinois at Urbana-Champaign, United States, 5-8 August 2001*. Mid-America Earthquake Center.
- Iai, S. (2001). Seismic performance-based design of port structures and simulation techniques. In *International Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio, United States*. 1-12.
- Iai, S., Matsunaga, Y., Morita, T., Miyata, M., Sakurai, H., Oishi, H., Ogura, H., Ando, Y., Tanaka, Y. & Kato, M. (1994). Effects of remedial measures against liquefaction at 1993 Kushiro-Oki earthquake. In T. D. O'Rourke & M. Hamada (Eds.), *Proceedings of the Fifth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities & Countermeasures Against Soil Liquefaction, Snowbird Resort and Conference Center, Snowbird, Utah, United States, 29 September-1 October 1994*. Technical Report NCEER-94-0026. National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER), 135-152. http://www.japanpile.co.jp/ir/uploads/10_10.pdf [2021-07-30]
- Iai, S. & Sugano, T. (1999). Soil-structure interaction studies through shaking table tests. In P. S. Seco e Pinto (Ed.), *Earthquake geotechnical engineering : Proceedings of the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 3, Lisbon, Portugal, 21 - 25 June 1999*. Balkema, 927-940. <https://www.tib.eu/en/search/id/BLCP%3ACN032803880/Soil-structure-interaction-studies-through-shaking/> [2021-07-30]
- Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. & Inatomi, T. (1996). Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port. *Soils and Foundations*, 36 (Special), 119-136. https://doi.org/10.3208/sandf.36.Special_119
- Isenhower, W.M. & Wang, S.-T. (2014). *User's Manual for LPile 2013 (Using Data Format Version 7): A Program to Analyze Deep Foundations Under Lateral Loading*. Ensoft, Inc. <https://www.ensoftinc.com/main/products/pdf/LPile%202013%20User%20Manual.pdf> [2021-08-18]
- Ishihara, K. (1997). Terzaghi oration: Geotechnical aspects of the 1995 Kobe earthquake. In *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Vol. 2, Hamburg, Germany, 6-12 September 1997*. Balkema, 2047-2074. https://www.issmge.org/uploads/publications/1/31/1997_04_0002.pdf [2021-08-01]
- Itasca (1998). *FLAC Fast Lagrangian analysis of Continua, User's Manual, Version 3.4*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.
- Itasca (2000). *FLAC Fast Lagrangian analysis of Continua, User's Manual, Version 4.0*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.
- Itasca (2002). *FLAC3D. Version: 2.1*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA. <https://www.itascacg.com/software/FLAC> [2021-08-11]
- Itasca (2009). *FLAC3D Fast Lagrangian analysis of Continua in three dimensions, User's manual, Version 4.0*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.

- Itasca (2012a). *FLAC2D*. Version: 7. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA. <https://www.itascacg.com/software/FLAC> [2021-08-13]
- Itasca (2012b). *FLAC3D Fast Lagrangian analysis of Continua in three dimensions, User's manual, Version 5.0*. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.
- Ivey, L.M., Rix, G.J., Werner, S.D. & Erera, A.L. (2011). Estimating Repair Cost and Downtime Due to Earthquake-Induced Damage at Container Ports. In C. H. Juang, K. K. Phoon, A. J. Puppala, R. A. Green & G. A. Fenton (Eds.), *GeoRisk 2011: Proceedings of GeoRisk 2011: Geotechnical Risk Assessment and Management, Atlanta, Georgia, United States, 26-28 June 2011*. ASCE, 318-325. [https://doi.org/10.1061/41183\(418\)26](https://doi.org/10.1061/41183(418)26)
- Jaber, L.A., Temsah, Y., Chehade, F.H. & El-Mossallamy, Y. (2018). Effect of Soil-Structure Interaction Constitutive Models on Dynamic Response of Multi-Story Buildings. *Journal of Engineering Science and Technology Review*, 11 (3), 56-60. <https://doi.org/10.25103/jestr.113.08>
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In *Proceedings of the 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE), Vol. 1, Wiesbaden, Germany*. 19-25.
- Japan Association for Steel Pipe Piles (JASPP) (1995). *Investigative report on steel pipe piles damaged in the 1995 Hyogo-ken Nambu Earthquake*.
- Jaradat, O., Lai, C. & Elsadek, A. (2013). Crane-Wharf Interaction Nonlinear Time-History Analysis for Pier E Wharf at the Port of Long Beach. In B. I. Ostbo & D. Oates (Eds.), *Ports 2013: Success through Diversification, Proceedings of PORTS '13: the 13th Triennial International Conference, Seattle, Washington, 25-28 August 2013*. ASCE, 1255-1264. <https://doi.org/10.1061/9780784413067.129>
- Juirnarongrit, T., Kawamata, Y., Blandon, C.A., Ashford, S.A., Restrepo, J.I., Yin, P., Jaradat, O.A., Weismair, M. & Lai, C.G. (2007). Full-Scale Testing of Piles in Wharf-Foundation-Dike System. In W. Watson, *Ports 2007: 30 Years of Sharing Ideas: 1977-2007, Proceedings of the 11th Triennial International Conference on Ports, San Diego, California, United States, 25-28 March 2007*. ASCE, 1-10. [https://doi.org/10.1061/40834\(238\)110](https://doi.org/10.1061/40834(238)110)
- Juran, I., Benslimane, A. & Hanna, S. (2001). Engineering Analysis of Dynamic Behavior of Micropile Systems. *Transportation Research Record*, 1772 (1), 91-106. <https://doi.org/10.3141/1772-11>
- Kampitsis, A.E., Sapountzakis, E.J., Giannakos, S.K. & Gerolymos, N.A. (2013). Seismic soil-pile-structure kinematic and inertial interaction-A new beam approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 211-224. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.023>
- Kardoğan, P.S.Ö. & Bhattacharya, S. (2018). Review of Liquefaction Around Marine and Pile-Supported Wharf Structures. In S. Firat, J. Kinuthia & A. Abu-Tair (Eds.), *Proceedings of 3rd International Sustainable Buildings Symposium (ISBS 2017), Lecture Notes in Civil Engineering, Vol. 6, Dubai, UAE, 15-17 March 2017*. Springer, 893-903. https://doi.org/10.1007/978-3-319-63709-9_68
- Kausel, E., Whitman, R.V., Morray, J.P. & Elsabee, F. (1978). The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and Design*, 48 (2-3), 377-392. [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(78\)90085-7](https://doi.org/10.1016/0029-5493(78)90085-7)
- Kawamata, Y. (2009). *Seismic performance of a pile-supported container wharf structures in rockfill*. (PhD Thesis). Oregon State University.

- https://ir.library.oregonstate.edu/concern/graduate_thesis_or_dissertations/v692t8190 [2021-08-09]
- Kawamata, Y. & Ashford, S. (2010). Discussions on Dynamic Interaction Between Piles and Large Particle Rockfill. Paper presentation, In Fifth International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California, United States, 24-29 May 2010. <http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/05icrageesd/session06/5> [2021-08-11]
- Kawamata, Y., Ashford, S.A. & Nimityongskul, N. (2008). Full-Scale Lateral Pile Load Test in Rock Fill. In D. Zeng, M. T. Manzari & D. R. Hiltunen (Eds.), *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV: Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV, Sacramento, California, United States, 18-22 May 2008*. ASCE, 1-9. [https://doi.org/10.1061/40975\(318\)200](https://doi.org/10.1061/40975(318)200)
- Kimura, M. (1996). DAMAGE STATISTICS. *SOILS AND FOUNDATIONS*, 36 (Special), 1-5. https://doi.org/10.3208/sandf.36.Special_1
- Ko, Y.Y. & Lin, Y.Y. (2020). A Comparison of Simplified Modelling Approaches for Performance Assessment of Piles Subjected to Lateral Spreading of Liquefied Ground. *Geofluids*, 2020, 8812564. <https://doi.org/10.1155/2020/8812564>
- Kondner, R.L. (1963). Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89 (1), 115-143. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000479>
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics.
- Krier, C.J., Restrepo, J.I. & Blandon, C.A. (2006). *Seismic Testing of Full-Scale Precast Prestressed Pile to Deck Connections*. (Report N° SSRP-06/26). Department of Structural Engineering, University of California at San Diego, United states.
- Kubo, K. (1965). Experimental study of the behavior of laterally loaded piles. In *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, Montreal, Canada, 8-15 September 1965*. 275-279. <https://trid.trb.org/view/122238> [2021-08-03]
- Kuhlemeyer, R.L. & Lysmer, J. (1973). Finite Element Method Accuracy for Wave Propagation Problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99 (5), 421-427. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001885>
- Kutter, B.L., Idriss, I.M., Kohnke, T., Lakeland, J., Li, X.S., Sluis, W., Zeng, X., Tauscher, R., Goto, Y. & Kubodera, I. (1994). Design of a Large Earthquake Simulator at UC Davis. In C. F. Leung, F. H. Lee & T. S. Tan (Eds.), *Centrifuge 94: Proceedings of the International Conference Centrifuge 94, Singapore, 31 August - 2 September 1994*. Balkema, 169-175.
- Kutter, B.L., Li, X.S., Sluis, W. & Cheney, J.A. (1991). Performance and instrumentation of the large centrifuge at Davis. In H.-Y. Ko & F. G. McLean (Eds.), *Centrifuge 91: Proceedings of the International Conference Centrifuge 1991, Boulder, Colorado, United States, 13-14 June 1991*. Balkema, 19-26.
- Laera, A. & Brinkgreve, R.B.J. (2015a). PLAXIS 2015 Ground response analysis in PLAXIS 2D. Delft University of Technology & Plaxis bv, The Netherlands. https://communities.bentley.com/cfs-file/___key/communityserver-wikis-components-files/00-00-00-05-58/PLAXIS_5F00_Ground_5F00_response_5F00_analysis.pdf [2021-09-10]

- Laera, A. & Brinkgreve, R.B.J. (2015b). PLAXIS 2015 Site response analysis and liquefaction evaluation. Delft University of Technology & Plaxis bv, The Netherlands. https://prod-bentleycdn.azureedge.net/-/media/files/documents/articles/article_plaxis_2d_dynamics_analysis_and_liquefaction_b5_en_hr.pdf?la=en&modified=20181205161100 [2021-09-10]
- Latini, C., Zania, V. & Johannesson, B. (2015). Dynamic stiffness and damping of foundations for jacket structures. In *Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand, 1-4 November 2015*. 1-8. https://www.issmge.org/uploads/publications/59/60/161.00_Latini.pdf [2021-08-03]
- Law, C.W. & Cheng, Y.M. (2015). Studies on the P-delta effects of piles embedded in cohesionless soil. *HKIE Transactions*, 22 (3), 134-152. <https://doi.org/10.1080/1023697X.2015.1061705>
- Lehman, D.E., Brackmann, E., Jellin, A. & Roeder, C.W. (2009). Seismic Performance of Pile-Wharf Connections. In A. K. K. Tang & S. Werner (Eds.), *TCLÉE 2009: Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment, Proceedings of Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conference (TCLÉE) 2009, Oakland, California, United States, 28 June - 1 July 2009*. ASCE, 865-877. [https://doi.org/10.1061/41050\(357\)82](https://doi.org/10.1061/41050(357)82)
- Li, J., Song, B. & Cui, J. (2015). Seismic dynamic damage characteristics of vertical and batter pile-supported wharf structure systems. *Journal of Engineering Science and Technology Review*, 8 (5), 180-189. <https://doi.org/10.25103/jestr.085.23>
- Li, Z. (2014). *Experimental and numerical study of deep foundations under seismic loading: vertical piles and inclined piles*. (PhD Thesis). Ecole Centrale de Nantes (ECN). <https://hal.archives-ouvertes.fr/tel-01095508> [2021-08-04]
- Li, Z., Kotronis, P., Escoffier, S. & Tamagnini, C. (2016). A hypoplastic macroelement for single vertical piles in sand subject to three-dimensional loading conditions. *Acta Geotechnica*, 11, 373-390. <https://doi.org/10.1007/s11440-015-0415-7>
- Lu, J. (2006). *Parallel finite element modeling of earthquake ground response and liquefaction*. (PhD Thesis). University of California, San Diego. <https://escholarship.org/uc/item/5tn3776g> [2021-08-14]
- Lu, X., Li, P., Chen, B. & Chen, Y. (2005). Computer simulation of the dynamic layered soil-pile-structure interaction system. *Canadian Geotechnical Journal*, 42 (3), 742-751. <https://doi.org/10.1139/t05-016>
- Lysmer, J. & Kuhlemeyer, R.L. (1969). Finite Dynamic Model for Infinite Media. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 95 (4), 859-877. <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0001144>
- Madabhushi, S.P.G. (2012). Understanding Seismic Behaviour of Pile Foundations. In C. K. Choi (Ed.), *Proceedings of the 2012 World Congress on Advances in Civil, Environmental, and Materials Research (ACEM' 12), Seoul, Korea, 26-30 August 2012*. Techno-Press, 71-90. http://www.i-asem.org/publication_conf/acem12/Keynote-05.pdf [2021-08-01]
- Madabhushi, S.P.G., Knappett, J.A. & Haigh, S.K. (2009). *Design of Pile Foundations in Liquefiable Soils*. Imperial College Press. <https://doi.org/10.1142/p628>
- Madabhushi, S.P.G., Saito, K. & Booth, E. (2013). EEFIT mission to Haiti following the 12th January 2010 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, 35-68. <https://doi.org/10.1007/s10518-012-9361-z>

- Maeso, O., Aznárez, J.J. & García, F. (2005). Dynamic impedances of piles and groups of piles in saturated soils. *Computers & Structures*, 83 (10-11), 769-782.
<https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2004.10.015>
- Mair, R.J. (1993). Developments in geotechnical engineering research: applications to tunnels and deep excavations. In *Proceedings of Institution of Civil Engineers - Civil Engineering, Vol. 93*. 27-41.
- Makris, N. & Gazetas, G. (1992). Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: Lateral and seismic response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21 (2), 145-162.
<https://doi.org/10.1002/eqe.4290210204>
- Makris, N., Gazetas, G. & Delis, E. (1996). Dynamic soil-pile-foundation-structure interaction: records and predictions. *Géotechnique*, 46 (1), 33-50.
<https://doi.org/10.1680/geot.1996.46.1.33>
- Martin, G. (2005). Port of Los Angeles Seismic Code: Presentation on Geotechnical Aspects. In *Proceedings of POLA Container Wharf Seismic Code Workshop, Los Angeles, United States, 13 September 2005*.
- Martin, G.R., Seed, H.B. & Finn, W.D.L. (1975). Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101 (5), 423-438.
<https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000164>
- Mašín, D. (2009). 3D Modeling of an NATM Tunnel in High K0 Clay Using Two Different Constitutive Models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135 (9), 1326-1335. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000017](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000017)
- Massie, W.W. (1976). *Coastal engineering (vol. 3: Breakwater design)*. Delft University of Technology. <http://resolver.tudelft.nl/uuid:010a725c-c507-4107-b5ee-0ec64aab2f42> [2021-07-30]
- Matlock, H. (1970). Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay. Paper presentation, In 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, United States, 22-24 May 1970. <https://doi.org/10.4043/1204-MS>
- Matlock, H., Bryant, L.M. & Foo, S.H.C. (1978). Simulation of Lateral Pile Behavior Under Earthquake Motion. In *Earthquake Engineering and Soil Dynamics: Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, Vol. II, Pasadena, California, United States, 19-21 June 1978*. ASCE, 600-619.
<https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockey=0026882> [2021-08-03]
- McCullough, N.J. (2003). *The seismic geotechnical modeling, performance, and analysis of pile-supported wharves*. (PhD Thesis). Oregon State University.
<https://www.semanticscholar.org/paper/The-seismic-geotechnical-modeling%2C-performance%2C-and-Mccullough/7d5b6cab31a26436411dda9debb2767da38a2e59> [2021-07-30]
- McCullough, N.J. & Dickenson, S.E. (2004). The Behavior of Piles in Sloping Rock Fill at Marginal Wharves. In S. A. Curtis (Ed.), *Ports 2004: Port Development in the Changing World, Proceedings of Ports Conference 2004, Houston, Texas, United States, 23-26 May 2004*. ASCE, 1-10. [https://doi.org/10.1061/40727\(2004\)86](https://doi.org/10.1061/40727(2004)86)
- McCullough, N.J., Dickenson, S.E. & Schlechter, S.M. (2001). The Seismic Performance of Piles in Waterfront Applications. In T. J. Collins (Ed.), *Ports '01: America's Ports: Gateway to the*

- Global Economy, Proceedings of Ports Conference 2001, Norfolk, Virginia, United States, 29 April-2 May 2001*. ASCE, 1-10. [https://doi.org/10.1061/40555\(2001\)83](https://doi.org/10.1061/40555(2001)83)
- McCullough, N.J., Dickenson, S.E., Schlechter, S.M. & Boland, J.C. (2007). Centrifuge Seismic Modeling of Pile-Supported Wharves. *Geotechnical Testing Journal*, 30 (5), 349-359. <https://doi.org/10.1520/GTJ14066>
- McCullough, N.J., Schlechter, S.M., Dickenson, S.E., Kutter, B.L. & Wilson, D.W. (2000). *Pile-Supported Wharf Centrifuge Model (NJM01)*. (Data Report GEG01-2000). Geotechnical Engineering Group, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Oregon State University. <https://ucdavis.app.box.com/s/rk4rz0vav10xvokinbzpcsf92xp6cb> [2021-08-09]
- McKenna, F., Fenves, G. & Scott, M. (2000). *Open system for earthquake engineering simulation*. University of California, Berkeley, California, United States. <https://opensees.berkeley.edu> [2021-08-14]
- Memari, M., Fakher, A. & Mirghaderi, S.R. (2011). Improvement of Seismic Performance of Wharves Including Batter Piles. Paper presentation, In Sixth International Conference of Seismology and Earthquake Engineering (SEE6), Tehran, Iran, 16-18 May 2011.
- Messioud, S., Dias, D., Okyay, U.S. & Sbartai, B. (2011). Impédances dynamiques de fondations sur groupe de pieux. Communication orale, Dans XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil, Tlemcen, Algérie, 29-31 Mai 2011. <http://dspace.univ-tlemcen.dz/bitstream/112/589/1/Impedances-dynamiques-de-fondations-sur-groupe-de-pieux.PDF> [2021-08-04]
- Messioud, S., Okyay, U.S., Sbartai, B. & Dias, D. (2016). Dynamic Response of Pile Reinforced Soils and Piled Foundations. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34, 789-805. <https://doi.org/10.1007/s10706-016-0003-0>
- Mindlin, R.D. (1936). Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid. *Physics*, 7 (5), 195-202. <http://dx.doi.org/10.1063/1.1745385>
- Ministère de l'équipement, du transport de la logistique et de l'eau, Royaume du Maroc (METLE) (2016). *Guide technique pour la réalisation des études portuaires*. 1st. ed. Ministère de l'équipement, du transport de la logistique et de l'eau, Royaume du Maroc. <http://www.equipement.gov.ma/ports/Publications/Documents/Guide%20etudes%20techniques%20portuaires.pdf> [2021-07-30]
- Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie (2003). *Règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003 (Document technique réglementaire DTR BC 2-48)*. Centre de recherche appliquée en Génie-parasismique (CGS).
- Ministry of Transport, Japan (MOT) (Ed.) (1989). *Technical Standards for Port and Harbour Facilities and Commentaries*. Japan Port and Harbour Association (in Japanese), English version (1991) by the Overseas Coastal Area Development Institute of Japan.
- Mondal, G. & Rai, D.C. (2008). Performance of harbour structures in Andaman Islands during 2004 Sumatra earthquake. *Engineering Structures*, 30 (1), 174-182. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.03.015>
- Montagnon, M. (2002). La digue semi-flottante est arrivée à Monaco. *Chantiers de France*. (353), 20-22. <https://structurae.net/fr/litterature/article-de-revue/digue-semi-flottante-est-arrivee-a-monaco> [2021-07-30]

- Mylonakis, G. (2001). Simplified Model for Seismic Pile Bending at Soil Layer Interfaces. *Soils and Foundations*, 41 (4), 47-58. https://doi.org/10.3208/sandf.41.4_47
- Mylonakis, G., Nikolaou, A. & Gazetas, G. (1997). Soil–Pile–Bridge Seismic Interaction: Kinematic and Inertial Effects. Part I: Soft Soil. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26 (3), 337-359.
[https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199703\)26:3<337::AID-EQE646>3.0.CO;2-D](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199703)26:3<337::AID-EQE646>3.0.CO;2-D)
- Mylonakis, G., Nikolaou, S. & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26 (9), 824-853. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.12.005>
- Na, U.J., Chaudhuri, S.R. & Shinozuka, M. (2009). Performance Evaluation of Pile-Supported Wharf under Seismic Loading. In A. K. K. Tang & S. Werner (Eds.), *TCLEE 2009: Lifeline Earthquake Engineering in a Multihazard Environment, Proceedings of Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conference (TCLEE) 2009, Oakland, California, United States, 28 June - 1 July 2009*. ASCE, 1032-1041. [https://doi.org/10.1061/41050\(357\)98](https://doi.org/10.1061/41050(357)98)
- 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, 105904. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105904>
- Nair, K., Gray, H. & Donovan, N. (1969). Analysis of Pile Group Behavior. In R. Lundgren & E. D'Appolonia (Eds.), *STP444-EB Performance of Deep Foundations*. ASTM International, 118-159. <https://doi.org/10.1520/STP47284S>
- Newmark, N.M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Géotechnique*, 15 (2), 139-160. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.139>
- Nguyen, B.N., Tran, N.X., Han, J.-T. & Kim, S.-R. (2018). Evaluation of the dynamic p–yp loops of pile-supported structures on sloping ground. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16, 5821-5842. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0428-3>
- Nogami, T. & Novak, M. (1977). Resistance of soil to a horizontally vibrating pile. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 5 (3), 249-261. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290050304>
- Nogami, T., Otani, J., Konagai, K. & Chen, H.-L. (1992). Nonlinear Soil-Pile Interaction Model for Dynamic Lateral Motion. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118 (1), 89-106. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1992\)118:1\(89\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:1(89))
- Nova, R. & Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41 (2), 243-256. <https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.2.243>
- Novak, M. (1974). Dynamic Stiffness and Damping of Piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 11 (4), 574-598. <https://doi.org/10.1139/t74-059>
- Novak, M. & Nogami, T. (1977). Soil-pile interaction in horizontal vibration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 5 (3), 263-281. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290050305>
- Obrzud, R. (2011). The Hardening Soil model with small strain stiffness. Course, In Zsoil v2011, GeoMod SA., Lausanne, Switzerland, 30 August 2011.
http://www.zsoil.com/zsoil_course_notes/HS/ZSoilDay2011_HSmodels-course_v3.1.pdf
[2021-08-16]
- Op de Kelder, M.A. (2015). 2D FEM analysis compared with the in-situ deformation measurements: A small study on the performance of the HS and HSsmall model in a design. *Plaxis Bulletin*, (38 /Autumn 2015), 10-17.

- Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI) (2002). *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*. Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Tokyo, Japan.
- Overseas Coastal Area Development Institute of Japan (OCDI) (2009). *Technical standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan*. Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Tokyo, Japan.
- Oyenuga, D., Abe, S., Sedarat, H., Krimotat, A., Salah-Mars, S. & Ogunfunmi, K. (2001). Analysis of Existing Piles with Missing Data in Seismic Retrofit Design at the Port of Oakland. In T. J. Collins (Ed.), *Ports '01: America's Ports: Gateway to the Global Economy, Proceedings of Ports Conference 2001, Norfolk, Virginia, United States, 29 April – 2 May 2001*. ASCE. [https://doi.org/10.1061/40555\(2001\)80](https://doi.org/10.1061/40555(2001)80)
- Padrón, L.A., Aznárez, J.J. & Maeso, O. (2007). BEM-FEM coupling model for the dynamic analysis of piles and pile groups. *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 31 (6), 473-484. <https://doi.org/10.1016/j.enganabound.2006.11.001>
- Pal, O. (1998). *Modélisation du comportement dynamique des ouvrages grâce à des éléments finis de haute précision*. (Thèse de Doctorat). Université Joseph Fourier. <http://www.theses.fr/1998GRE10189> [2021-09-12]
- Panagiotidou, A.I., Vytinioyis, A. & Whittle, A.J. (2015). Prediction Of Seismic Response And Damage Mitigation For Pile-Supported Wharf Structures. In D. Manzanal & A. O. Sfriso (Eds.), *From Fundamentals to Applications in Geotechnics, Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 15–18 November 2015, Buenos Aires, Argentina*. IOS Press, 1184-1191. <https://doi.org/10.3233/978-1-61499-603-3-1184>
- Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Pender, M.J. (1993). Aseismic pile foundation design analysis. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 26 (1), 49-160. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.26.1.49-160>
- Penzien, J. (1970). Soil-pile foundation interaction. In R. L. Wiegel (Ed.), *Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, 349-381.
- Pérez-Herreros, J., Cuira, F., Kotronis, P. & Escoffier, S. (2018). Apports de l'interaction sol structure dans le dimensionnement des groupes de pieux sous séisme. Communication orale, Dans 9èmes Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur « Ressources et aménagement : quelles limites ? », Champs-sur-Marne, France, 13-15 Juin 2018. <https://www.ifsttar.fr/collections/ActesInteractifs/AII3/pdfs/167504.pdf> [2021-08-04]
- Pérez-Herreros, J., Kotronis, P., Escoffier, S. & Cuira, F. (2019). A macroelement for dynamic soil-structure interaction analysis of pile-group foundations. In F. Silvestri & N. Moraci (Eds.), *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions: Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019), Rome, Italy, 17 – 20 June 2019*. 1st. ed. CRC Press, 4267-4274. <https://www.issmge.org/uploads/publications/59/104/ch471.pdf> [2021-08-04]
- Permanent International Association for Navigation Congresses (PIANC) (2001). *Seismic Design Guidelines for Port Structures*. Balkema.
- Pitilakis, K. & Moutsakis, A. (1989). Seismic analysis and behaviour of gravity retaining walls – the case of Kalamata harbour quaywall. *Soils and Foundations*, 29 (1), 1-17. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.29.1>

- Plaxis bv (2010a). *PLAXIS 2D 2010 Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. Version: 2010. Plaxis bv, The Netherlands (acquired by Bentley Systems, Inc., in 2018). <https://www.bentley.com/en/products/brands/plaxis> [2021-08-21]
- Plaxis bv (2010b). *PLAXIS 2D 2010 Material Models Manual*. Plaxis bv, The Netherlands.
- Plaxis bv (2010c). *PLAXIS 2D 2010 Reference Manual*. Plaxis bv, The Netherlands.
- Plaxis bv (2010d). *PLAXIS 2D 2010 Scientific Manual*. Plaxis bv, The Netherlands.
- Port Of Los Angeles (POLA) (2004). *Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves*. Los Angeles, California, United States.
- Poulos, H.G. (1971a). Behavior of Laterally Loaded Piles: II-Pile Groups. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97 (5), 733-751. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0018407> [2021-08-03]
- Poulos, H.G. (1971b). Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97 (5), 711-731. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0018406> [2021-08-03]
- Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley & Sons. <https://trid.trb.org/view/164430> [2021-08-03]
- Prakoso, W.A. & Kulhawy, F.H. (2001). Contribution to Piled Raft Foundation Design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127 (1), 17-24. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:1\(17\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:1(17))
- Rahimi, M.R. & Bargi, K. (2010). Efficient arrangement of batter piles of a pile-supported wharf in sand. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15, 729-738. <http://www.ejge.com/2010/Ppr10.057.pdf> [2021-08-14]
- Rahmani, A., Taiebat, M., Finn, W.D.L. & Ventura, C. (2015). Nonlinear seismic soil-foundation-structure interaction for analysis of bridge systems. Paper presentation, In 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand, 1-4 November 2015. https://www.issmge.org/uploads/publications/59/60/466.00_Taiebat.pdf [2021-08-04]
- Randolph, M.F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading. *Géotechnique*, 31 (2), 247-259. <https://doi.org/10.1680/geot.1981.31.2.247>
- Rathje, E.M., Chang, W.-J. & Stokoe, K.H. (2005). Development of an In Situ Dynamic Liquefaction Test. *Geotechnical Testing Journal*, 28 (1), 50-60. <https://doi.org/10.1520/GTJ12289>
- Razavi, S.A., Fakher, A. & Mirghaderi, S.R. (2007). An Insight into the Bad Reputation of Batter Piles in Seismic performance of Wharves. In K. D. Pitilakis (Ed.), *Earthquake Geotechnical Engineering: Proceedings of the 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (4ICEGE), Thessaloniki, Greece, 25-28 June 2007*. Springer. http://extras.springer.com/2007/978-1-4020-5893-6/paperpdf/1423_raz.pdf [2021-08-02]
- Reese, L.C., Cox, W.R. & Kooper, F.D. (1974). Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand. In *Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology Conference, Huston, Texas, United States, 6-8 May 1974*. OnePetro, 473-483. <https://doi.org/10.4043/2080-MS>
- Reese, L.C. & Sullivan, W.R. (1980). *Documentation of Computer Program COM624; Parts I and II, Analysis of Stresses and Deflections for Laterally Loaded Piles Including Generation of p-y Curves*. Geotechnical Engineering Center, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Austin, Texas, United States.

- Reese, L.C. & Welch, R.C. (1975). Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101 (7), 633-649.
<https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000177>
- Roeder, C.W., Graff, R., Soderstrom, J.L. & Yoo, J.H. (2001). *Seismic Performance of Pile-Wharf Connections*. (PEER Report 2002/07). Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/0207_c._roder_r._graff_j._soderstrom_j._yoo.pdf [2021-08-02]
- Roeder, C.W., Lehman, D.E., Jellin, A.R. & Brackmann, E. (2010). Improved pile-to-wharf connections to reduce seismic damage of wharves. *In Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Toronto, Ontario, Canada, 25-29 July 2010*. 1-10. <https://www.caee.ca/10CCEEpdf/2010EQConf-001132.pdf> [2021-08-02]
- Rostami, R., Mickovski, S.B., Hytiris, N. & Bhattacharya, S. (2020). The Dynamic Behaviour of Pile Foundations in Seismically Liquefiable Soils: Failure Mechanisms, Analysis, Re-qualification. *In W. Salazar (Ed.), Earthquakes*. IntechOpen, 1-32.
<https://doi.org/10.5772/intechopen.94936>
- Roth, W.H. & Dawson, E.M. (2003). Analyzing the Seismic Performance of Wharves, Part 2: SSI Analysis with Non-Linear, Effective-Stress Soil Models. *In J. E. Beavers (Ed.), Advancing Mitigation Technologies and Disaster Response for Lifeline Systems: Proceedings of the Sixth U.S. Conference and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering (TCLEE) 2003, Long Beach, California, United States, 10-13 August 2003*. ASCE, 395-404.
[https://doi.org/10.1061/40687\(2003\)41](https://doi.org/10.1061/40687(2003)41)
- Roth, W.H., Dawson, E.M., Mehrain, M. & Sayegh, A. (2003). Analyzing the Seismic Performance of Wharves, Part 1: Structural-Engineering Approach. *In J. E. Beavers (Ed.), Advancing Mitigation Technologies and Disaster Response for Lifeline Systems: Proceedings of the Sixth U.S. Conference and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering (TCLEE) 2003, Long Beach, California, United States, 10-13 August 2003*. ASCE, 385-394.
[https://doi.org/10.1061/40687\(2003\)40](https://doi.org/10.1061/40687(2003)40)
- Şafak, E., Erdik, M., Beyen, K., Carver, D., Cranswick, E., Celebi, M., Cakti, E., Ellsworth, W., Holzer, T., Meremonte, M., Mueller, C., Ozel, O. & Toprak, S. (2000). Recorded Main Shock and Aftershock Motions. *Earthquake Spectra*, 16, 97-112. <https://doi.org/10.1193/1.1586148>
- Salciarini, D. & Tamagnini, C. (2009). A hypoplastic macroelement model for shallow foundations under monotonic and cyclic loads. *Acta Geotechnica*, 4 (3), 163-176.
<https://doi.org/10.1007/s11440-009-0087-2>
- Santos, J.A. & Correia, A.G. (2001). Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil. *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 1, Istanbul, Turkey, 27-31 August 2001*. A. A. Balkama, 267-270.
https://www.issmge.org/uploads/publications/1/30/2001_01_0063.pdf [2021-08-25]
- Sarkar, R., Bhattacharya, S. & Maheshwari, B.K. (2014). Seismic Requalification of Pile Foundations in Liquefiable Soils. *Indian Geotechnical Journal*, 44 (2), 183-195.
<https://doi.org/10.1007/s40098-014-0112-8>
- Satyam, N. & Priyadarsini, P.S. (2021). Seismic Site Characterization and Dynamic Analysis of Pile-Supported Wharf Structure. *Indian Geotechnical Journal*, 51, 211-224.
<https://doi.org/10.1007/s40098-020-00482-8>

- Schanz, T., Vermeer, P.A. & Bonnier, P.G. (1999). The hardening soil model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. 1st. ed. Routledge, 281-296. <https://doi.org/10.1201/9781315138206-27>
- Scherrer, P. (2011). Principes d'implantation et d'aménagement des Ports Maritimes (Réf. internet C4630). In *Infrastructures, environnement et transport par voie d'eau (Réf. Internet 42617)*. 4th. ed. Techniques de l'Ingénieur. www.techniques-ingenieur.fr [2021-07-30]
- Schlechter, S.M. (2001). *Centrifuge modeling of the seismic performance of pile supported wharves on sloping rockfill*. (Master's Thesis). Oregon State University. https://ir.library.oregonstate.edu/concern/graduate_thesis_or_dissertations/bv73c3559 [2021-08-09]
- Schlechter, S.M., Dickenson, S.E., McCullough, N.J. & Boland, J.C. (2004). Influence of Batter Piles on the Dynamic Behavior of Pile-Supported Wharf Structures. In S. A. Curtis (Ed.), *Ports 2004: Port Development in the Changing World, Proceedings of Ports Conference 2004, Houston, Texas, United States, 23-26 May 2004*. ASCE, 1-10. [https://doi.org/10.1061/40727\(2004\)12](https://doi.org/10.1061/40727(2004)12)
- Schlechter, S.M., McCullough, N.J., Dickenson, S.E., Kutter, B.L. & Wilson, D.W. (2000a). *Pile-Supported Wharf Centrifuge Model (NJM02)*. (Data Report GEG02-2000). Geotechnical Engineering Group, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Oregon State University. <https://ucdavis.app.box.com/s/r53fnanogklmz9cbc16hto3jks43s7vy> [2021-08-09]
- Schlechter, S.M., McCullough, N.J., Dickenson, S.E., Kutter, B.L. & Wilson, D.W. (2000b). *Pile-Supported Wharf Centrifuge Model (SMS01)*. (Data Report GEG03-2000). Geotechnical Engineering Group, Department of Civil, Construction and Environmental Engineering, Oregon State University. <https://ucdavis.app.box.com/s/7w62s2at2bxxk86334710tjt4wihhuuxg> [2021-08-09]
- Seed, H.B. & De Alba, P. (1986). Use of SPT and CPT Tests for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands. In S. P. Clemence (Ed.), *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering: Proceedings of In Situ '86, a specialty conference, Blacksburg, Virginia, United States, 23-25 June 1986*. GSP Geotechnical Special Publication (GSP) 6. ASCE, 281-302. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0048828> [2021-08-11]
- Seed, H.B. & Harder, L.F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. In J. M. Duncan (Ed.), *Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium, Vol. 2*. BiTech Publishers, 351-376.
- Seed, H.B., Martin, P.P. & Lysmer, J. (1975). *The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction*. (Report N° EERC 75-26). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, United States. <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/eerc/1975> [2021-09-05]
- Senthil Kumar, P., Arun Kamaraj, S.K. & Parameswaran, P. (2007). Experimental Investigation on Buckling Behavior of Axially Loaded Prestressed Concrete Piles in Sand. *Journal of Engineering and Applied Sciences*, 2 (9), 1394-1398. <https://medwelljournals.com/abstract/?doi=jeasci.2007.1394.1398> [2021-08-02]
- Shafieezadeh, A. (2011). *Seismic vulnerability assessment of wharf structures*. (PhD Thesis). Georgia Institute of Technology. <http://hdl.handle.net/1853/41203> [2021-08-03]

- Shafieezadeh, A., DesRoches, R., Rix, G.J. & Werner, S.D. (2012). Seismic Performance of Pile-Supported Wharf Structures considering Soil-Structure Interaction in Liquefied Soil. *Earthquake Spectra*, 28 (2), 729-757. <https://doi.org/10.1193/1.4000008>
- Shah, D. (2011). *Fragility analysis of pile supported wharf using performance based design*. (PhD Thesis). Gujarat Technological University. <http://hdl.handle.net/10603/127378> [2021-08-03]
- Shah, D. (2020). Seismic fragility analysis of pile supported wharf for some important port sites in Gujarat. *Journal of Structural Engineering*, 47 (2), 111-123.
- Shi, D., Cheng, L. & Jiang, J. (2016). Finite Element Analysis of the Seismic Behavior of a High-Piled Wharf under Bidirectional Shaking. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21, 7227-7243. <http://www.ejge.com/2016/Ppr2016.0647ma.pdf> [2021-08-14]
- Singh, J.P., Tabatabaie, M. & French, J.B. (2001). Geotechnical and Ground Motion Issues in Seismic Vulnerability Assessment of Existing Wharf Structures. In *Proceedings of the ASCE Ports 2001 Conference, Norfolk, Virginia, United States, 29 April-2 May 2001*.
- Société Canadienne de Géotechnique (SCG) (1994). *Manuel canadien d'ingénierie des fondations*. 2nd. ed. Titre abrégé : MCIF. Richmond B.C.: Société canadienne de géotechnique.
- Soltani, M. & Amirabadi, R. (2019). Sensitivity Analysis of Pile Supported Wharves against Directional Uncertainty of Earthquakes Using Fragility Curves. *International Journal of Maritime Technology*, 11 (Winter and Spring 2019), 33-40. <https://doi.org/10.29252/ijmt.11.33>
- Song, B., Xie, M. & Li, J. (2018). Study of seismic dynamic damage on pile-supported wharf with different types of piles by shaking table test. *China Civil Engineering Journal*, (S2), 28-34. http://caod.oriprobe.com/articles/55594500/Study_of_seismic_dynamic_damage_on_pile_supported_.htm [2021-08-04]
- Souri, M., Khosravifar, A., Dickenson, S.E., Schlechter, S. & McCullough, N. (2018). Inertial and liquefaction-induced kinematic demands on a pile-supported wharf: physical modeling. In S. J. Brandenberg & M. T. Manzari (Eds.), *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V: Numerical Modeling and Soil Structure Interaction (GSP 292), Proceedings of Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics V, Austin, Texas, United States, 10-13 June 2018*. ASCE, 388-397. <https://doi.org/10.1061/9780784481479.040>
- Souri, M., Khosravifar, A., Dickenson, S.E., Schlechter, S. & McCullough, N. (2019a). Seismic Performance of Pile-Supported Piers and Wharves Subjected to Foundation Deformations. In P. Jain & W. S. Stahlman III (Eds.), *Ports 2019: Port Engineering, Proceedings of the 15th Triennial International Conference, Pittsburgh, Pennsylvania, United States, 15-18 September 2019*. ASCE, 616-627. <https://doi.org/10.1061/9780784482612.058>
- Souri, M., Khosravifar, A., Schlechter, S., McCullough, N.J. & Dickenson, S.E. (2019b). Experimental P-Y Curves from Centrifuge Tests on Pile Foundations Subjected to Liquefaction and Lateral Spreading. In *Proceedings of the 44th Annual Conference on Deep Foundations, Deep Foundations Institute, Chicago, Illinois, United States, 15-18 October 2019*. 685-694. <https://archives.pdx.edu/ds/psu/30531> [2021-08-14]
- Su, L., Lu, J., Elgamal, A. & Arulmoli, A.K. (2017). Seismic performance of a pile-supported wharf: Three-dimensional finite element simulation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 95, 167-179. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.01.009>

- Su, L., Wan, H.-P., Dong, Y., Frangopol, D.M. & Ling, X.-Z. (2019). Seismic fragility assessment of large-scale pile-supported wharf structures considering soil-pile interaction. *Engineering Structures*, 186, 270-281. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.02.022>
- Su, L., Wan, H.-P., Lu, J., Ling, X., Elgamal, A. & Arulmoli, A.K. (2021). Seismic performance evaluation of a pile-supported wharf system at two seismic hazard levels. *Ocean Engineering*, 219, 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2020.108333>
- Suhail, S.A., Najam, F.A. & Nawaz, A. (2018). Modeling and Analysis of Soil-Pile Interaction for Dynamic Loading-A Review. In T. Abdoun & S. Elfass (Eds.), *Soil Dynamics and Soil-Structure Interaction for Resilient Infrastructure*. 128-148. https://doi.org/10.1007/978-3-319-63543-9_12
- Sumer, B.M., Ansal, A., Cetin, K.O., Damgaard, J., Gunbak, A.R., Hansen, N.-E.O., Sawicki, A., Synolakis, C.E., Yalciner, A.C., Yuksel, Y. & Zen, K. (2007). Earthquake-Induced Liquefaction around Marine Structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 133 (1), 55-82. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(2007\)133:1\(55\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(2007)133:1(55))
- Szerző, Á. & Batali, L. (2017). Numerical modelling of piled raft foundations. Modelling particularities and comparison with field measurements. In *Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE 2017), Seoul, South Korea, 17-22 September 2017*. 3055-3058. <https://www.issmge.org/uploads/publications/1/45/06-technical-committee-20-tc214-28.pdf> [2021-08-16]
- Taciroglu, E., Rha, C. & Wallace, J.W. (2006). A Robust Macroelement Model for Soil-Pile Interaction under Cyclic Loads. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132 (10), 1304-1314. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:10\(1304\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:10(1304))
- Taghavi, A., Patil, A. & Davidson, M. (2017). Design-oriented seismic soil-pile-superstructure interaction analysis using a dynamic p-y method. *Bridge Structures*, 13 (2-3), 57-67. <https://doi.org/10.3233/BRS-170113>
- Tajimi, H. (1969). Dynamic analysis of a structure embedded in an elastic stratum. In *Proceedings of the 4th World Conference on Earthquake Engineering (4WCEE), Vol. III, Santiago de Chile, Chile, 13-18 January 1969*. Editorial Universitaria, A6.53-A6.69. https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/4_vol3_A6-53.pdf [2021-08-03]
- Takahashi, A. (2002). *Soil.pile interaction in liquefaction-induced lateral spreading of soils*. (PhD Thesis). Tokyo Institute of Technology. <http://t2r2.star.titech.ac.jp/rwrs/file/CTT100626456/ATD100000413/> [2021-07-30]
- Takahashi, A., Kawaguchi, Y., Takemura, J., Kusakabe, O. & Kawabata, N. (1998a). Dynamic stability of piled pier in front of gravity type caisson wall. In *Proceedings of the Symposium on Lateral flow and Permanent deformation of soil structures during earthquake, Vol. 1*. 363-368. (In Japanese). http://t2r2.star.titech.ac.jp/cgi-bin/publicationinfo.cgi?lv=en&q_publication_content_number=CTT100426306 [2021-08-08]
- Takahashi, A. & Takemura, J. (2005). Liquefaction-induced large displacement of pile-supported wharf. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25 (11), 811-825. <https://doi.org/doi:10.1016/j.soildyn.2005.04.010>
- Takahashi, A., Takemura, J. & Kawaguchi, Y. (1999a). Centrifuge model tests on dynamic behavior of piled pier subjected to liquefaction-induced lateral flow during earthquake. *Journal of*

- Geotechnical Engineering*, III-49, 131-142. (In Japanese).
https://doi.org/10.2208/jscej.1999.638_131
- Takahashi, A., Takemura, J., Kawaguchi, Y., Kusakabe, O. & Kawabata, N. (1998b). Stability of piled pier subjected to lateral flow of soils during earthquake. *In Proceedings of the International Conference Centrifuge 98, Vol. 1, Tokyo, Japan, 23-25 September 1998*. 365-370.
- Takahashi, A., Takemura, J., Kawaguchi, Y., Kusakabe, O. & Kimura, T. (1999b). Dynamic behaviour of piled pier located in front of gravity type caisson wall during earthquake. *In Proceedings of the 11th Asian regional conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Vol. 1, Seoul, Korea, 16-20 August 1999*. 495-498.
- Takemura, J., Takahashi, A., Kusakabe, O. & Kimura, T. (1998). Centrifuge model tests on a dynamic stability of piled pier in front of gravity type caisson wall. *In Proceedings of the 2nd Japan-UK workshop on Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk, Institute of Technology, Tokyo, Japan, 6-9 April 1998*. Technical Report TIT/EERG98-6. 111-120.
http://t2r2.star.titech.ac.jp/cgi-bin/publicationinfo.cgi?lv=en&q_publication_content_number=CTT100609621 [2021-08-04]
- Terzaghi, K. (1955). Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Géotechnique*, 5 (4), 297-326.
<https://doi.org/10.1680/geot.1955.5.4.297>
- Thomopoulos, C. & Lai, C.G. (2012). Preliminary Definition of Fragility Curves for Pile-Supported Wharves. *Journal of Earthquake Engineering*, 16 (sup 1), 83-106.
<https://doi.org/10.1080/13632469.2012.675839>
- Thorel, L., Rault, G., Garnier, J., Murillo, C., Gaudicheau, P., Neel, A. & Favraud, C. (2008). Mesures en macrogravité sur modèles réduits d'ouvrages géotechniques. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, (273), 93-131. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00376812> [2021-09-18]
- Tokimatsu, K. & Asaka, Y. (1998). Effects of Liquefaction-Induced Ground Displacements on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake. *Soils and Foundations*, 38 (Special), 163-177. https://doi.org/10.3208/sandf.38.Special_163
- Tokimatsu, K., Mizuno, H. & Kakurai, M. (1996). Building Damage Associated with Geotechnical Problems. *Soils and Foundations*, 36 (Special), 219-234.
https://doi.org/10.3208/sandf.36.Special_219
- Tran, N.X., Bong, T. & Kim, S.-R. (2020). Kinematic and Inertial Interaction of Single and Group Piles in Slope by Displacement Phase Relation. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-21.
<https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1813661>
- Tran, N.X., Kim, S.-R. & Lee, J.-S. (2017). Dynamic analysis of a pile-supported wharf utilizing a three-dimensional numerical method. *In Proceedings from 3rd International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (PBD-III), Vancouver, British Columbia, Canada, 16-19 July 2017*. 1-7.
<https://www.issmge.org/uploads/publications/59/57/pbdiiiPaper486.pdf> [2021-08-14]
- Truty, A. (2008). Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness. ZACE Services.
http://www.zsoil.com/zsoil_day/2008/Truty_HS-model.pdf [2021-08-16]
- Vakili, K., Lavasan, A., Schanz, T. & Datcheva, M. (2014). The influence of the soil constitutive model on the numerical assessment of mechanized tunneling. *In M. A. Hicks, R. B.J. Brinkgreve & A. Rohe (Eds.), Numerical Methods in Geotechnical Engineering: Proceedings of the 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*

- (NUMGE 2014), Vol. II, Delft, The Netherlands, 18-20 June 2014. 1st. ed. 889-894.
<https://doi.org/10.1201/b17017-158>
- Van Nguyen, Q., Fatahi, B. & Hokmabadi, A.S. (2017). Influence of Size and Load-Bearing Mechanism of Piles on Seismic Performance of Buildings Considering Soil–Pile–Structure Interaction. *International Journal of Geomechanics*, 17 (7), 1-22.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000869](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000869)
- Varun (2010). *A non-linear dynamic macroelement for soil structure interaction analyses of piles in liquefiable sites*. (Ph-D Thesis). Georgia Institute of Technology.
<http://hdl.handle.net/1853/34718> [2021-08-04]
- Villaverde, R. (2009). *Fundamental Concepts of Earthquake Engineering*. 1st. ed. Boca Raton: CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781439883112>
- Visone, C. (2008). *Performance-based approach in seismic design of embedded retaining walls*. (Ph-D Thesis). University of Napoli Federico II. <https://doi.org/10.6092/UNINA/FEDOA/3507>
- Von Soos, P. (1990). Properties of Soil and Rock. In *Grundbau Taschenbuch Part 4*. 4th. ed. Ernst & Sohn, Berlin, Germany. (In German)
- Vucetic, M. & Dobry, R. (1991). Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117 (1), 89-107. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:1\(89\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89))
- Vytiniotisa, A., Panagiotidou, A.-I. & Whittlec, A.J. (2019). Analysis of seismic damage mitigation for a pile-supported wharf structure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 21-35. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.12.020>
- Wang, S., Kutter, B.L., Chacko, M.J., Wilson, D.W., Boulanger, R.W. & Abghari, A. (1998). Nonlinear Seismic Soil-Pile Structure Interaction. *Earthquake Spectra*, 14 (2), 377-396. <https://doi.org/10.1193/1.1586006>
- Waruwu, A., Hardiyatmo, H.C. & Rifa'i, A. (2017). Deflection behavior of the nailed slab system-supported embankment on peat soil. *Journal of Applied Engineering Science*, 15 (4), 556-563. <https://doi.org/10.5937/jaes15-15113>
- Werner, S.D. (Ed.) (1998). *Seismic Guidelines for Ports*. ASCE.
- Wichtmann, T. & Triantafyllidis, T. (2009). On the correlation of “static” and “dynamic” stiffness moduli of non-cohesive soils. *Bautechnik*, 86 (S1), 28-39. <https://doi.org/10.1002/bate.200910039>
- Wilson, D.W. (1998). *Soil-Pile-Superstructure Interaction in Liquefying Sand and Soft Clay*. (Ph-D Thesis). University of California (Davis). <https://www.ingenieriasismica.utpl.edu.ec/sites/default/files/publicaciones/UCG-ES-00040.pdf> [2021-09-18]
- Wilson, D.W., Boulanger, R.W. & Kutter, B.L. (1997). *Soil–pile– superstructure interaction at soft or liquefiable soil sites: centrifuge data report for CSP4*. (Report N° UCD/ CGMDR-97/06). Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Davis, California, United States. <https://ucdavis.app.box.com/s/7ovul53b0m5tv9otebp4> [2021-08-03]
- Winkler, E. (1867). *Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik: für polytechnische Schulen, Bauakademien, Ingenieure, Maschinenbauer, Architekten, etc.* [La théorie de l'élasticité et de la résistance : avec une attention particulière à son application dans la technologie pour les écoles polytechniques, les

- académies du bâtiment, les ingénieurs, les ingénieurs en mécanique, les architectes, etc.]. Prag: Dominicius. (In German).
- Wolf, J.P. (1985). *Dynamic Soil-Structure Interaction*. Prentice-Hall International Series in Civil Engineering and Engineering Mechanics.
- Xu, D., Huang, F. & Rui, R. (2020). Investigation of Single Pipe Pile Behavior Under Combined Vertical and Lateral Loadings in Standard and Coral Sands. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 6, 1-10. <https://doi.org/10.1007/s40891-020-00203-4>
- Xu, Y., Shang, Y. & Ye, A. (2016). Dynamic interaction between bridge pier and its large pile foundation considering earthquake and scour depths. *Advances in Structural Engineering*, 19 (9), 1390-1402. <https://doi.org/10.1177/1369433216642077>
- Yamamoto, S., Sugano, T. & Tanabe, T. (2002). The Shaking Table Test of the Interaction between the Pier Type Wharf and the Container Crane during Earthquakes. *Transactions of the Japan Society of Mechanical Engineers, Series C*, 68 (675), 3209-3216. <https://doi.org/10.1299/kikaic.68.3209>
- Yamamuro, J.A. & Lade, P.V. (1993). Effects of Strain Rate on Instability of Granular Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 16 (3), 304-313. <https://doi.org/10.1520/GTJ10051J>
- Yan, Z., Sun, X.P., Yang, Z.X. & Fu, D.F. (2020). Lateral Bearing Performance of a Defective Pile-Supported Wharf with Batter Piles. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 146 (5), 04020035. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WW.1943-5460.0000597](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000597)
- Yan, Z., Zhang, H.Q., Xie, M.X. & Han, R.R. (2021). Centrifuge bearing behaviors of batter-piled wharf under lateral cyclic loading. *Ocean Engineering*, 226, 108824. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2021.108824>
- Yang, C.-S.W., DesRoches, R. & Rix, G.J. (2012). Numerical Fragility Analysis of Vertical-Pile-Supported Wharves in the Western United States. *Journal of Earthquake Engineering*, 16 (4), 579-594. <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.641063>
- Yang, D.-S. (1999). *Deformation-based seismic design models for waterfront structures*. (PhD Thesis). Oregon State University. https://ir.library.oregonstate.edu/concern/graduate_thesis_or_dissertations/br86b685s [2021-08-11]
- Yeganeh, N. & Fatahi, B. (2019). Effects of choice of soil constitutive model on seismic performance of moment-resisting frames experiencing foundation rocking subjected to near-field earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 121, 442-459. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.027>
- Yun, J.-W. & Han, J.-T. (2018). Study on the Improvement of Response Spectrum Analysis of Pile-supported Wharf with Virtual Fixed Point. *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 22 (6), 311-322. (In Korean). <https://doi.org/10.5000/EESK.2018.22.6.311>
- Yun, J.-W. & Han, J.-T. (2020). Dynamic Behavior of Pile-Supported Structures with Batter Piles according to the Ground Slope through Centrifuge Model Tests. *Applied Sciences*, 10 (16), 1-21. <https://doi.org/10.3390/app10165600>
- Yun, J.-W. & Han, J.-T. (2021). Evaluation of soil spring methods for response spectrum analysis of pile-supported structures via dynamic centrifuge tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 141, 1-15. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106537>
- Yun, J.-W., Han, J.-T., Kim, S.J., Kim, J.K. & Ahn, J.K. (2019a). Study on the effect of rubble mound on the dynamic behavior of pile-supported wharf using dynamic centrifuge model tests. *In F.*

- Silvestri & N. Moraci (Eds.), Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions: Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (ICEGE 2019), Rome, Italy, 17-20 June 2019.* 1st. ed. CRC Press, 5792-5799.
<https://www.issmge.org/uploads/publications/59/104/ch658.pdf> [2021-08-09]
- Yun, J.-W., Han, J.-T. & Kim, S.-R. (2019b). Evaluation of virtual fixed points in the response spectrum analysis of a pile-supported wharf. *Géotechnique Letters*, 9 (3), 238-244.
<https://doi.org/10.1680/jgele.19.00013>
- Zacchei, E., Lyra, P.H.C. & Stucchi, F.R. (2019). Nonlinear static analysis of a pile-supported wharf. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 12 (5), 998-1009.
<https://doi.org/10.1590/S1983-41952019000500003>
- Zacchei, E., Lyra, P.H.C. & Stucchi, F.R. (2020). Pushover analysis for flexible and semi-flexible pile-supported wharf structures accounting the dynamic magnification factors due to torsional effects. *Structural Concrete*, 21 (6), 2669-2688. <https://doi.org/10.1002/suco.202000137>
- Zhang, J. & Makris, N. (2002). Seismic response analysis of highway overcrossings including soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 (11), 1967-1991.
<https://doi.org/10.1002/eqe.197>
- Zhang, L., McVay, M.C. & Lai, P.W. (1999). Centrifuge modelling of laterally loaded single battered piles in sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 36 (6), 1074-1084.
<https://doi.org/10.1139/t99-072>
- Zidane, M. (2020). *Analyse numérique d'un quai sur pieux sous chargement sismique.* (Mémoire de Master). Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
<https://dl.ummtto.dz/handle/ummtto/12063> [2021-08-17]
- Zienkiewicz, O.C. & Taylor, R.L. (1991). *The finite element method - Solid and fluid mechanics, Dynamics and Non-Linearity (Vol. 2).* 4th. ed. McGraw-Hill.

Annexe A.
Caractéristiques du modèle en centrifugeuse « JCB01 »

A.1. Introduction

La modélisation physique, d'une manière générale, a pour but d'observer des phénomènes réels sur des systèmes physiques à échelle réduite. Elle est basée sur le fait que les relations physiques qui décrivent le comportement d'un système sont les mêmes, quelle que soit la taille du système.

La centrifugeuse géotechnique a pour principe d'augmenter artificiellement la gravité sur un dispositif d'essai placé dans une nacelle pivotante, qui est elle-même fixée à l'extrémité du bras de la centrifugeuse. Lors du mouvement de rotation de celle-ci, la force centrifuge ainsi créée permettra de générer l'intensité de la gravité voulue dans l'essai (Thorel et al. 2008).

A.2. Loi de similitude

A.2.1. Concept de similitude

Dans la modélisation géotechnique en centrifugeuse, un ouvrage réel est considéré comme prototype lorsqu'il est à l'échelle 1. Le même ouvrage en taille réduite est appelé modèle. Le facteur d'échelle (x^*) d'une grandeur physique (x) est définie comme le rapport entre sa valeur réelle (donc du prototype, exposant p) et sa valeur dans le modèle (exposant m), comme représenté par l'équation (A.1) :

$$x^* = \frac{x^p}{x^m} \quad (\text{A.1})$$

Deux systèmes sont considérés comme semblables lorsque les équations qui les décrivent restent les mêmes même s'il y a changement des échelles du temps, des dimensions et des forces (Bouafia 2017). La similitude est dite :

- *géométrique* si l'échelle des dimensions est constante dans le système ;
- *cinématique* si la similitude est géométrique et l'échelle des vitesses est constante dans le système ;
- *dynamique* si la similitude est cinématique et l'échelle des forces est constante dans le système.

A.2.2. Conditions de similitude

Les conditions de similitude sont des relations entre les différentes échelles des grandeurs physiques. Elles peuvent se déterminer en imposant la conservation de l'équation

décrivant le phénomène physique, que ce soit pour le modèle ou pour le prototype (Bouafia 2017). Pour cela, on utilise :

- les équations de l'équilibre dynamique,
- la loi de comportement du sol,
- les conditions aux limites.

Les équations d'équilibre dynamique du modèle et du prototype sont présentées respectivement en équations (A.2) et (A.3) (Bouafia 2017) :

$$\sum_{j=1}^{j=3} \frac{\partial \sigma_{ij}^m}{\partial x_j^m} - \gamma_i^m = \rho_m \frac{\partial^2 u_i^m}{\partial t_m^2} \quad (\text{A.2})$$

$$\sum_{j=1}^{j=3} \frac{\partial \sigma_{ij}^p}{\partial x_j^p} - \gamma_i^p = \rho_p \frac{\partial^2 u_i^p}{\partial t_p^2} \quad (\text{A.3})$$

Avec σ_{ij} : Tenseur de contrainte. γ_i : Poids volumique. ρ : Masse volumique. u : Déplacement. t : Temps.

Le passage de l'équation d'équilibre dynamique du modèle (A.2) vers celle du prototype (A.3), en faisant introduire les échelles des différentes grandeurs physiques, aboutis à deux relations entre les échelles dites « conditions générales de similitude » (équations (A.4) et (A.5)) :

$$\sigma^* = \rho^* g^* L^* \quad (\text{A.4})$$

$$u^* = g^* (t^*)^2 \quad (\text{A.5})$$

Avec g : Accélération de la pesanteur. L : Représente les dimensions géométriques.

Il faut noter que la relation contrainte-déformation dans la mécanique des sols est non linéaire. Elle est affectée par plusieurs paramètres, ce qui nécessite de conserver le modèle et le prototype au même niveau de contrainte et de déformation (c.-à-d. $\sigma^* = 1$ et $\varepsilon^* = 1$). Si de plus, le modèle conserve la masse volumique ($\rho^* = 1$), l'équation (A.4) devient l'équation (A.6). Ce qui veut dire que l'accélération gravitationnelle dans le modèle doit être augmentée de manière inversement proportionnelle à l'échelle des dimensions L^* . L'essai doit se réaliser en « macro-gravité » ($g^* > 1$), en augmentant artificiellement les forces massiques dans le modèle. Il existe plusieurs techniques expérimentales pour répondre à cette condition, mais la

plus fréquemment utilisée est la modélisation physique en centrifugeuse (Haouari & Bouafia 2019).

$$g^* = \frac{1}{L^*} \quad (\text{A.6})$$

Dans le cas où l'essai sur modèle réduit est réalisé sous la gravité terrestre seule, ce qui est appelé modélisation « *en gravité naturelle* », alors l'échelle g^* sera égale à 1. Si dans le même cas, le modèle conserve la masse volumique ($\rho^* = 1$), les équations (A.4) et (A.5) deviennent respectivement les équations (A.7) et (A.8) :

$$\sigma^* = L^* \quad (\text{A.7})$$

$$u^* = (t^*)^2 \quad (\text{A.8})$$

A.3. Brève description de la centrifugeuse du Centre Davis de la modélisation géotechnique (Université de la Californie, USA)

Boland et al. (2001) et McCullough (2003) ont présenté d'une manière générale les caractéristiques de la centrifugeuse du Centre de la modélisation géotechnique (UC Davis). Ces caractéristiques sont énoncées ci-dessous :

- La centrifugeuse possède un bras de 9 m de rayon.
- Elle est équipée d'une table vibrante unidimensionnelle entraînée par deux paires de servovérins hydrauliques agissant en parallèle : une paire est montée sur chaque côté du modèle (Kutter et al. 1994).
- Le modèle en centrifugeuse a une masse maximale de 2 500 kg, une surface de 4,0 m² et d'une accélération maximale de 50 g au niveau du rayon du modèle (Wilson 1998).
- La table vibrante a été conçue pour accueillir un modèle de container d'une longueur de 1,7 m et fournit une accélération d'entrée allant jusqu'à 15 g.

Pour une description approfondie de la centrifugeuse et de la table vibrante de l'UC Davis, se référer à Kutter et al. (1991, 1994).

A.4. Facteurs d'échelle du modèle en centrifugeuse JCB01

Le facteur d'échelle utilisé pour l'essai en centrifugeuse du modèle JCB01 est exprimé par Boland et al. (2001) selon l'équation (A.9). Le résumé des principaux facteurs d'échelle et leurs valeurs lors de l'essai en macro-gravité est présenté sur le Tableau A.1.

$$n = \frac{\text{prototype}}{\text{modèle}} \approx 40 \quad (\text{A.9})$$

Tableau A.1. Facteurs d'échelle et leurs valeurs utilisés pour l'essai en centrifugeuse du modèle JCB01 (Boland et al. 2001).

Grandeur physique	Facteur d'échelle du modèle en centrifugeuse	Valeur du facteur d'échelle du modèle en centrifugeuse
Accélération	n^{-1}	0,025
Vitesse	1	1
Déplacement /Longueur	n	40
Temps (Dynamique)	n	40
Temps (Diffusion) ⁽¹⁾	$n^2(C_v^*)^{-1}$	$1600(C_v^*)^{-1}$
Masse volumique	1	1
Masse	n^3	64000
Force	n^2	1600
Contrainte	1	1
Rigidité du pieu (EI)	n^4	2560000
Moment	n^3	64000

⁽¹⁾: Le facteur d'échelle du temps pour l'analyse dynamique est n . En ce qui concerne les analyses où figure la diffusion (écoulement des eaux), le facteur d'échelle est en fonction du coefficient de consolidation C_v , représenté par l'équation (A.10) :

$$C_v = \frac{K(1+e)}{\rho_\omega \cdot a_v \cdot \mu} \quad (\text{A.10})$$

Avec K : Perméabilité du sol. e : Indice des vides. ρ_ω : Masse volumique du fluide. a_v : Coefficient de compressibilité. μ : Viscosité cinématique du liquide.

A.5. Construction du modèle en centrifugeuse JCB01

La construction du modèle JCB01 s'est faite en cinq étapes (Boland et al. 2001) :

- 1) Mise en place de la couche inférieure de sable.
- 2) Enfouissement des pieux et installation de la plateforme.
- 3) Mise en place du sable lâche et du sable dense.
- 4) Mise en place de la digue en enrochement.
- 5) Saturation du modèle.

Il faut noter que la plateforme du quai a été retirée après la mise en place des pieux, afin de permettre un meilleur accès lors de la mise en place des couches de sable et des enrochements, et puis elle a été remise sur les pieux une fois que la saturation est terminée. La vue en plan et la section transversale du modèle JCB01 ont été déjà présentées sur la Figure 3.1 du Chapitre 3.

Afin de récolter les mesures nécessaires pour comprendre le comportement sismique du quai, le modèle JCB01 a été instrumenté de quatre types de capteur : accéléromètres, capteurs de pression interstitielle, jauges de contrainte et potentiomètres linéaires.

Ci-dessous sont présentées les propriétés du sol et du quai qui sont en rapport avec la modélisation en éléments finis présentée dans cette thèse. Pour plus d'informations sur la procédure de réalisation des essais et l'instrumentation du modèle, se référer à Boland et al. (2001) et McCullough (2003).

A.6. Propriétés des sols

Le sable utilisé dans le modèle JCB01 est le sable du Nevada. Il est relativement fin et couramment utilisé pour la modélisation en centrifugeuse. Les résultats d'essais menés sur ce sable dans le cadre du projet VELACS (*Verification of Liquefaction Analyses by Centrifuge Studies*) sont donnés par Arulmoli et al. (1992). Un résumé des propriétés de ce sable est présenté sur le Tableau A.2.

Tableau A.2. Propriétés du sable du Nevada (Boland et al. 2001).

Propriétés	Sable du Nevada
Classification	Sable fin uniforme
Densité spécifique des grains solides G_s ⁽¹⁾	2,67
Diamètre des grains à 50% de passant D_{50} (mm)	0,15
Coefficient d'uniformité C_u	1,6
Poids volumique sec maximal (kN/m³)	16,76
Poids volumique sec minimal (kN/m³)	13,98

⁽¹⁾ (Arulmoli et al. 1992).

Concernant la roche utilisée pour la digue, elle est la même que celle utilisée dans la construction des ports de Long Beach et de Los Angeles. Elle provient de l'île Catalina au large de la côte sud californienne.

Sachant bien que la digue en enrochement influe sur l'interaction sol-structure, et du moment que les éléments du quai ont été mis à l'échelle, il a été nécessaire de mettre à l'échelle également les particules d'enrochement utilisées dans la centrifugeuse. Toutefois, si l'ensemble de la graduation des enrochements est mis à l'échelle, les particules fines de la granulométrie modifieraient le comportement de l'écoulement des eaux. De ce fait, uniquement les gros éléments de la granulométrie de l'enrochement ont été réduits par des facteurs d'échelle, tandis que les éléments plus fins de la granulométrie n'ont pas été mis à l'échelle et ils ont été retirés, ce qui a donné une granulométrie d'enrochement assez uniforme (McCullough 2003).

La Figure A.1 montre la granulométrie des enrochements utilisée lors des divers essais sur le prototype et les modèles. Le résumé des propriétés des sols utilisés dans le modèle JCB01 est présenté sur le Tableau A.3.

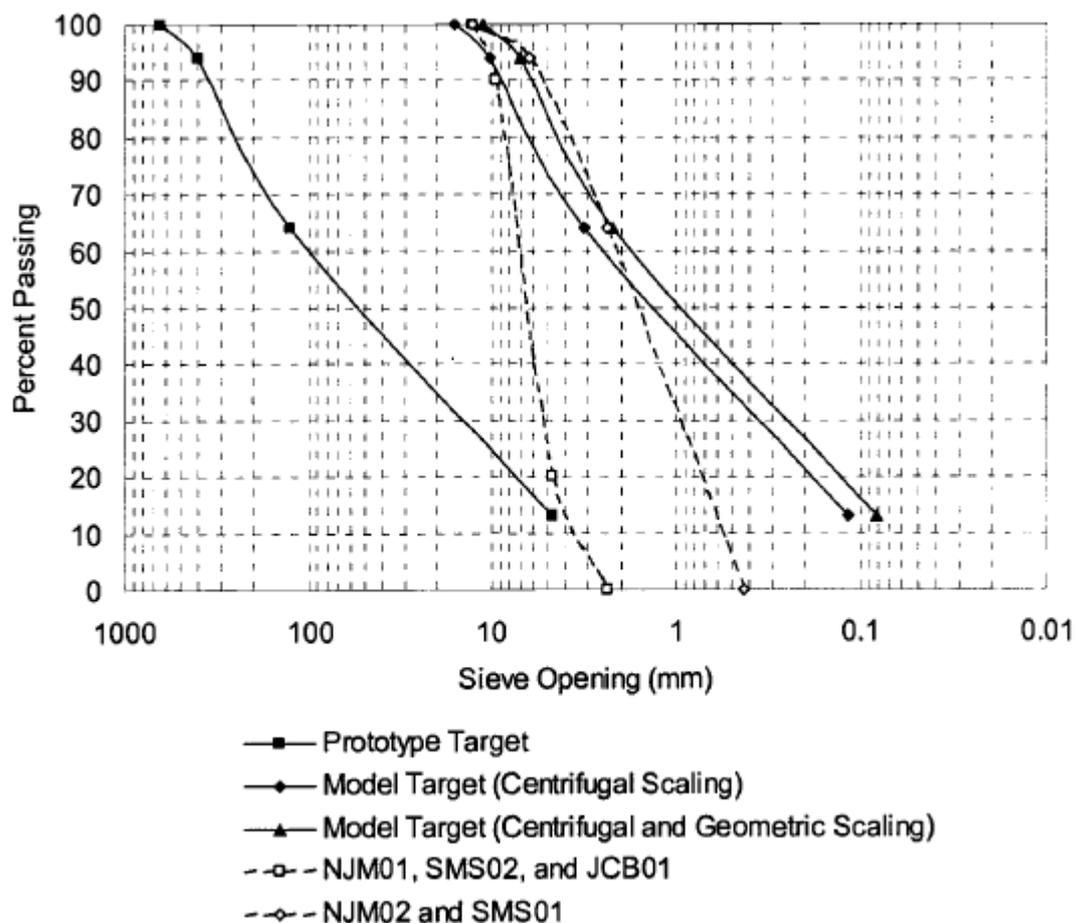


Figure A.1. Granulométrie des enrochements utilisés (McCullough 2003).

Tableau A.3. Propriétés des sols du modèle JCB01 (McCullough 2003).

Propriétés du sol	Symbole	Sable lâche	Sable dense	Roche
Indice de densité relative (%)	I_D	40	74	-
Masse volumique sèche (kg/m^3)	ρ_{dry}	1522	1633	1611
Porosité du sol (%)	n	43,3	40,0	40,3
Angle de frottement ($^\circ$)	φ	33,2	37,0	45,0
Angle de dilatance ($^\circ$)	ψ	7,0	21,0	15,0
Module de cisaillement (kg/m^2) ⁽¹⁾	G	$0,63 \times 10^8$	$2,32 \times 10^8$	$0,93 \times 10^8$

⁽¹⁾(Heidary-Torkamani et al. 2014).

A.7. Dimensions du quai prototype (essai JCB01)

Le prototype de quai sélectionné pour cette étude est conçu pour se rapprocher de la section transversale typique des quais sur pieux des ports de l'Ouest des Etats-Unis. Le Tableau A.4 présente les dimensions du quai prototype de l'essai JCB01.

Tableau A.4. Dimensions du quai prototype de l'essai JCB01 (McCullough 2003).

Profondeur de l'eau (m)	Hauteur de la digue (m)	Espacement transversal des pieux (m)	Espacement longitudinal des pieux (m)	Diamètre du pieu (mm)
12,4	15,2	4	4	636

A.8. Propriétés des pieux

Les pieux utilisés sont des tubes en aluminium (*6061-T6 Aluminum Tubing*). Leurs propriétés sont données sur le Tableau A.5 et leurs dimensions dans le modèle en centrifugeuse sont présentées sur la Figure A.2.

Tableau A.5. Propriétés des pieux de l'essai JCB01 (McCullough 2003).

Pieu tubulaire en aluminium	Modèle	Prototype
Diamètre (mm)	15,9	636
Epaisseur du pieu (mm)	0,889	50,8
Moment d'inertie I (m^4)	$1,18 \times 10^{-9}$	$3,02 \times 10^{-3}$
Module d'élasticité E (GPa)	70	70
Rigidité EI (Pa.m^4)	82,53	$2,11 \times 10^8$
Moment plastic (N.m)	28,12	$7,5 \times 10^6$

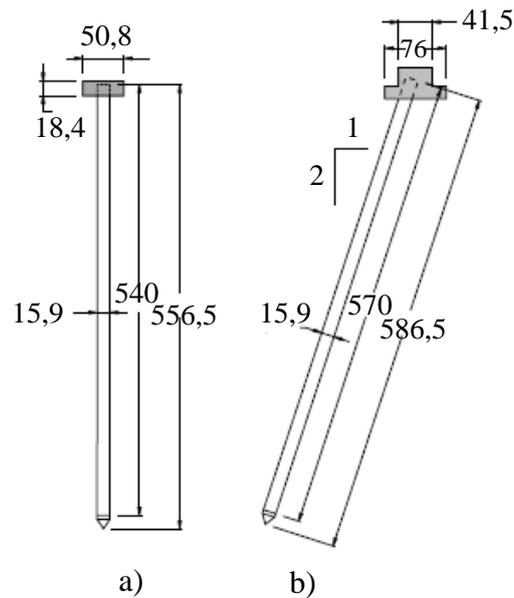


Figure A.2. Modèle de pieux (figure adaptée de Boland et al. (2001)) : a) verticaux, b) inclinés.

A.9. Propriétés de la plateforme

Des plaques en aluminium solide ont été utilisées pour la plateforme du modèle de quai (Figure A.3). Les pieux ont été fixés solidement à la plateforme avec les « *pile caps* ». L'épaisseur de la plateforme du modèle a été prise de telle sorte que la charge reprise par chaque pieu du modèle soit approximativement la même que celle que reprend le pieu prototype (McCullough 2003). Le Tableau A.6 résume les propriétés de la plateforme.



Figure A.3. Vue de la plateforme du quai lors de l'essai JCB01 (Boland et al. 2001).

Tableau A.6. Propriétés de la plateforme de l'essai JCB01 (McCullough 2003).

Propriétés de la plateforme	Modèle	Prototype
Épaisseur (mm)	6,35	255
Longueur transversale (m)	0,700	28,1
Longueur longitudinale (m)	0,300	12,0
Masse volumique (kg/m ³)	2723	2723
Masse attribuée par pieu (kg) ⁽¹⁾	0,691	44,557

⁽¹⁾ Inclus : Plateforme, pile caps, boulons de fixation,...etc., et cela uniquement pour les pieux verticaux.

A.10. Conclusion

Les essais sur des modèles réduits en centrifugeuse sont couramment utilisés pour comprendre l'interaction sol-pieux et examiner les performances sismiques des structures portuaires. Ces essais peuvent être reproduits plusieurs fois. Ils s'y prêtent facilement aux études paramétriques et ils permettent de poursuivre l'essai jusqu'à la rupture de l'ouvrage. Devant le nombre limité d'essais en vraie grandeur effectués sur les quais sur pieux, ces essais en centrifugeuse sont un moyen efficace pour valider les modèles numériques.

Annexe B.

Présentation de la modélisation en éléments finis et des modèles de comportement du sol utilisés (PLAXIS 2D)

B.1. Introduction

L'outil employé dans cette étude pour l'analyse sismique des quais sur pieux est la modélisation bidimensionnelle par la méthode des éléments finis du code de calcul PLAXIS (Plaxis bv 2010a). Ce code de calcul est présenté ci-dessous ainsi que les détails de l'analyse en éléments finis et les modèles de comportement du sol qui vont être utilisés.

B.2. Présentation du code de calcul en éléments finis PLAXIS 2D

PLAXIS est un programme en éléments finis, conçu spécialement pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différentes applications en géotechnique.

Le développement du logiciel PLAXIS commença en 1987 à l'initiative du Ministère des travaux publics et de la gestion de l'eau des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code en éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les sols mous des plaines hollandaises. Ensuite, PLAXIS a été étendu à plein d'autres domaines de la géotechnique. La compagnie de PLAXIS a vu le jour en 1993 sous le nom de Plaxis bv. En 1998, la première version de PLAXIS 2D pour Windows est développée.

Après quelques années de développement, le programme *3DTunnel* est sorti en 2001, suivi du programme *3DFoundation* en 2004, mais tous les deux programmes présentent quelques limitations sur la géométrie. Ce n'est qu'en 2010 qu'une version complète en 3D fait son apparition, et depuis le code de calcul PLAXIS ne cesse d'évoluer.

Ce travail de thèse est effectué avec une version bidimensionnelle de PLAXIS (Plaxis bv 2010a) qui possède un module dynamique permettant d'effectuer des analyses dynamiques. Le programme utilise une interface graphique qui permet de générer rapidement un modèle géométrique basé sur la coupe verticale du terrain ou/et de l'ouvrage à étudier. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit en déformations planes (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*).

PLAXIS permet la génération automatique du maillage en éléments finis. Ces éléments sont triangulaires à 6 nœuds ou à 15 nœuds. Les éléments triangulaires à 15 nœuds donnent des résultats de haute qualité pour différents problèmes géotechniques, mais cela implique une consommation élevée sur la mémoire. La manipulation ainsi que les calculs sont un peu ralentis.

L'élément par défaut lors du maillage est le triangle à 15 nœuds. Cet élément fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements. L'intégration numérique est faite sur douze points de Gauss (points de contrainte). En ce qui concerne l'élément triangulaire à 6 nœuds, l'interpolation est du deuxième ordre et l'intégration numérique comporte trois points de Gauss (Figure B.1).

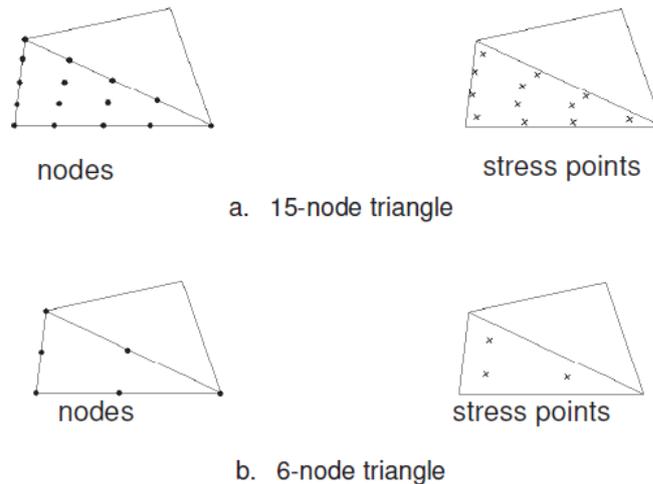


Figure B.1. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments du sol (Plaxis bv 2010c).

L'interface d'utilisation du logiciel PLAXIS se compose de quatre sous-programmes :

- le programme « Entrée des données » (*Input*),
- le programme « Calculs » (*Calculations*),
- le programme « Résultats » (*Output*),
- le programme « Courbes » (*Curves*).

B.3. Analyse en éléments finis

Les détails de la modélisation en éléments finis avec le code de calcul PLAXIS 2D (Plaxis bv 2010a) sont présentés ci-dessous :

B.3.1. Conditions aux limites

La longueur de la géométrie du modèle numérique (B) doit satisfaire l'équation (B.1), avec H étant la hauteur de la géométrie du modèle (Dey 2011).

$$\frac{B}{H} > 10 \quad (\text{B.1})$$

Dans les analyses dynamiques réalisées avec le PLAXIS, la base du modèle est supposée rigide et les limites latérales sont caractérisées par des frontières visqueuses proposées par Lysmer et Kuhlmeyer (1969), en utilisant les coefficients de relaxation C_1 et C_2 dont les valeurs par défaut sont respectivement 1 et 0,25.

Les lignes géométriques verticales ont été fixées dans la direction horizontale en utilisant des blocages horizontaux (*Horizontal fixity*) : $u_x = 0$. Concernant la limite inférieure du modèle, elle est fixée dans les deux directions (verticale et horizontale) en utilisant un blocage total (*Total fixity*) : $u_x = u_y = 0$.

Pour simuler l'action sismique, un déplacement imposé (*Prescribed displacements*) est introduit à la base du modèle en plus de l'accélérogramme.

B.3.2. Maillage

Dans le manuel de référence de PLAXIS 2D 2010 (Plaxis bv 2010c), la taille moyenne des éléments de maillage *AES* (*Average Element Size*) est calculée à partir des coordonnées du modèle géométrique (x_{min} , x_{max} , y_{min} , y_{max}) et du nombre d'éléments générés lors du maillage (n_c), comme présenté dans l'équation (B.2) :

$$AES = [(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})/n_c]^{0,5} \quad (B.2)$$

Selon Kuhlemeyer et Lysmer (1973), la taille moyenne des éléments (*AES*) doit être plus petite qu'un dixième à un huitième de la longueur d'onde (λ) correspondant à la fréquence maximale (f) (équation (B.3)).

$$AES \leq \frac{\lambda}{10} \text{ à } \frac{\lambda}{8} \quad (B.3)$$

B.3.3. Intégration numérique

L'équation du mouvement d'un système dans le domaine temporel est présentée par l'équation (B.4) :

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = F(t) \quad (B.4)$$

$[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont respectivement la matrice de la masse, de l'amortissement et de la rigidité. $F(t)$ représente le vecteur des forces externes appliquées au système. Le déplacement (U), la vitesse (\dot{U}) et l'accélération (\ddot{U}) peuvent varier dans le temps.

La matrice de l'amortissement $[C]$ du système est proportionnelle à la matrice de la masse $[M]$ et à la matrice de la rigidité $[K]$ au moyen des coefficients de Rayleigh α_R et β_R (Hughes 1987; Zienkiewicz & Taylor 1991), comme présenté par l'équation (B.5) :

$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (\text{B.5})$$

Les coefficients de Rayleigh α_R et β_R peuvent être déterminés à partir de l'équation (B.6), avec au moins deux coefficients d'amortissement donnés (ξ_i) qui correspondent à deux pulsations (ω_i) de fréquences de vibration (f_i) présentées par l'équation (B.7) (Plaxis bv, 2006) :

$$\alpha_R + \beta_R \omega_i^2 = 2 \omega_i \xi_i \quad (\text{B.6})$$

$$\omega_i = 2 \pi f_i \quad (\text{B.7})$$

Soient ω_m et ω_n deux pulsations propres du sol liées respectivement aux fréquences f_m et f_n , telles que :

- f_m : Fréquence fondamentale du sol qui peut être déterminée selon l'équation (B.8), avec
 V_s : Vitesse de l'onde S. H : Hauteur de la couche de sol.
- f_n : Fréquence prédominante du signal sismique.

Si on met f_1 et f_2 sont égales respectivement à la fréquence fondamentale et au nombre impair le plus proche du rapport f_m/f_n ; et qu'on suppose que le coefficient d'amortissement du sol est constant (ξ), on pourra déterminer les coefficients de Rayleigh en résolvant le système d'équations (B.9) :

$$f_m = \frac{V_s}{4H} \quad (\text{B.8})$$

$$\begin{cases} \alpha_R + \beta_R \omega_1^2 = 2 \omega_1 \xi \\ \alpha_R + \beta_R \omega_2^2 = 2 \omega_2 \xi \end{cases} \quad (\text{B.9})$$

PLAXIS 2D utilise un schéma d'intégration de temps de Newmark de type implicite (Plaxis bv 2010d). Le déplacement (U^{t+dt}) et la vitesse (\dot{U}^{t+dt}) de n'importe quel point au temps $t + dt$ sont exprimés respectivement dans les équations (B.10) et (B.11) :

$$U^{t+dt} = U^t + \dot{U}^t dt + \left(\left(\frac{1}{2} - \alpha_N \right) \ddot{U}^t + \alpha_N \ddot{U}^{t+dt} \right) dt^2 \quad (\text{B.10})$$

$$\dot{U}^{t+dt} = \dot{U}^t + \left((1 - \beta_N) \dot{U}^t + \beta_N \ddot{U}^{t+dt} \right) dt \quad (\text{B.11})$$

Avec :

dt : Le pas de temps (*time step*).

α_N et β_N : Coefficients de Newmark qui contrôlent l'exactitude de l'intégration numérique du temps.

U^t , \dot{U}^t et \ddot{U}^t : Respectivement le déplacement, la vitesse et l'accélération au temps t .

\ddot{U}^{t+dt} : Accélération au temps $t + dt$.

Afin d'obtenir une solution stable, les conditions présentées dans les équations (B.12) et (B.13) doivent être satisfaites :

$$\beta_N \geq 0,5 \quad (\text{B.12})$$

$$\alpha_N \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \beta_N \right)^2 \quad (\text{B.13})$$

Durant les deux dernières décennies, de nouvelles méthodes numériques plus précises ont été développées. Hilber et al. (1977) ont proposé *la méthode α* (appelée aussi *la méthode HHT* ou *la méthode γ*). C'est une modification du schéma initial de Newmark en introduisant un nouveau paramètre « α » (FEA Ltd 2000). La nouvelle équation du mouvement est représentée par l'équation (B.14) :

$$M\ddot{U}^t + (1 - \alpha)C\dot{U}^t + (1 - \alpha)KU^t = (1 - \alpha)F^t + \alpha F^t - \alpha C\dot{U}^{t-dt} - \alpha KU^{t-dt} \quad (\text{B.14})$$

Les nouveaux paramètres de Newmark (α_N et β_N) sont exprimés en fonction du paramètre α , selon les équations (B.15), (B.16) et (B.17) :

$$0 \leq \alpha \leq \frac{1}{3} \quad (\text{B.15})$$

$$\alpha_N = \frac{(1 + \alpha)^2}{4} \quad (\text{B.16})$$

$$\beta_N = \frac{1}{2} + \alpha \quad (\text{B.17})$$

Lorsque $\alpha > 0$, la puissance de calcul est améliorée et un amortissement numérique est introduit dans le modèle. L'adoption d'un schéma amorti d'intégration de Newmark correspond donc à l'utilisation d'un amortissement proportionnel à la rigidité. La formulation de l'amortissement de Rayleigh est modifiée et elle prend la forme de l'équation (B.18) :

$$\xi_n = \frac{1}{2} \left[\frac{\alpha_R}{\omega_n} + (\beta_R + \alpha dt) \omega_n \right] \quad (\text{B.18})$$

Les valeurs standards du PLAXIS pour les coefficients de Newmark sont $\alpha_N = 0,3025$ et $\beta_N = 0,6$; ce qui correspond à $\alpha = 0,1$. Le coefficient de Rayleigh β_R doit être réduit par la quantité $\alpha \cdot dt$ avec dt étant le pas de temps (*time step*) (Visone 2008).

B.3.4. Le pas de temps

Le pas de temps dt utilisé dans les calculs dynamiques est constant et il est présenté dans l'équation (B.19) :

$$dt = \frac{\Delta t}{n \cdot m} \quad (\text{B.19})$$

Avec :

Δt : La durée du chargement sismique (*Time interval*).

m : Nombre de pas additionnels (*Additional steps*). Il correspond au nombre de pas de calcul enregistré et utilisé dans le calcul.

n : Nombre des sous-pas dynamiques (*Dynamic sub steps*). Il correspond au nombre de pas de calcul non enregistré mais utilisé dans le calcul.

Le nombre maximal de pas additionnels qui peut être introduit est égal à 10 000. PLAXIS calcul automatiquement le nombre des sous-pas dynamiques.

Pour visualiser le signal dans sa totalité, il faut satisfaire l'équation (B.20). Il est souvent recommandé d'utiliser m égal au nombre de points de l'accélérogramme et n égal à 1 (Laera & Brinkgreve 2015a; b). Attribuer un petit nombre aux sous-pas dynamiques (n) fait réduire le temps de calcul et diminue la mémoire utilisée, mais permet d'avoir uniquement les résultats finaux.

$$m \cdot n = \text{Nombre de points de l'accélérogramme} \quad (\text{B.20})$$

B.3.5. Le pas de temps critique

Pour éviter des erreurs sur la réponse numérique dans un modèle en éléments finis, une évaluation soigneuse du pas de temps critique dt_{crit} (*critical time step*) doit être exécutée (Zienkiewicz & Taylor 1991; Visone 2008). Ce pas de temps critique dépend de la fréquence maximale et du degré de raffinement du maillage. Il permet d'assurer que l'onde ne se

déplace pas d'une distance plus grande que la dimension minimale d'un élément. Il est égal à la valeur minimale de l'ensemble des dt_{crit} déterminés pour chaque élément selon l'équation (B.21) (Pal 1998). En général, l'équation (B.22) doit également être satisfaite.

$$dt_{crit} = \frac{AES}{\alpha \sqrt{V_p} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left(1 + \frac{1-2\nu}{4} \frac{2S}{B^2}\right)}} \quad (B.21)$$

$$dt_{crit} < \frac{AES}{V_s} \quad (B.22)$$

Avec :

B et S : Désignent respectivement la plus grande dimension et la surface d'un élément fini.

AES : Taille moyenne d'un élément (notée l_e dans le manuel scientifique de PLAXIS (Plaxis bv 2010d)).

ν : Coefficient de poisson.

α : Un facteur qui dépend de l'élément triangulaire du maillage. Pour l'élément triangulaire à 6 nœuds : $\alpha = 1/(6\sqrt{c_6})$ avec $c_6 \approx 5,1282$; pour l'élément triangulaire à 15 nœuds : $\alpha = 1/(19\sqrt{c_{15}})$ avec $c_{15} \approx 4,9479$ (Zienkiewicz & Taylor 1991) .

V_p et V_s : Vitesses des ondes P et des ondes S, déterminées respectivement selon les équations (B.23) et (B.24).

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \quad (B.23)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (B.24)$$

Où :

E_{oed} : Module œdométrique.

ρ : Densité du sol.

G : Module de cisaillement.

B.4. Présentation des modèles de comportement du sol utilisés dans cette étude

En se basant sur le manuel des modèles de matériaux de PLAXIS (Plaxis bv 2010b), les principales caractéristiques des trois modèles de comportement du sol utilisés dans cette étude sont décrites ci-dessous :

B.4.1. Modèle Mohr-Coulomb (MC)

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle bien connu et fréquemment utilisé, il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Il est plus évolué que le modèle linéaire élastique (LE).

Ce modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de type Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module de Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ (Plaxis bv 2010b).

Le module de cisaillement G et le module œdométrique E_{oed} peuvent être déterminés en utilisant respectivement les équations (B.25) et (B.26) :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{B.25})$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \quad (\text{B.26})$$

Le comportement élastoplastique d'un matériau, représenté sur la Figure B.2.a, est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques réversibles ε^e et de déformations plastiques irréversibles ε^p . Les déformations totales ε^t sont décrites par l'équation (B.27) :

$$\varepsilon^t = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{B.27})$$

Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), il existe une surface de charge à partir de laquelle l'écoulement plastique peut se produire. Pour les états de contrainte contenus à l'intérieur de cette surface, le comportement reste entièrement élastique. Cette surface est convexe et elle est définie par une fonction scalaire F de la contrainte σ_{ij} appelée *fonction de charge du matériau* (Figure B.2.b), telle que trois cas peuvent se présenter :

- $F(\sigma_{ij}) < 0$: Cela correspond à l'intérieur du domaine, alors les déformations sont uniquement élastiques.
- $F(\sigma_{ij}) = 0$: Etat correspondant à la frontière du domaine, les déformations élastiques peuvent être accompagnées de déformations plastiques.
- $F(\sigma_{ij}) > 0$: Etat correspondant à l'extérieur du domaine, qui est un état de contrainte physiquement impossible.

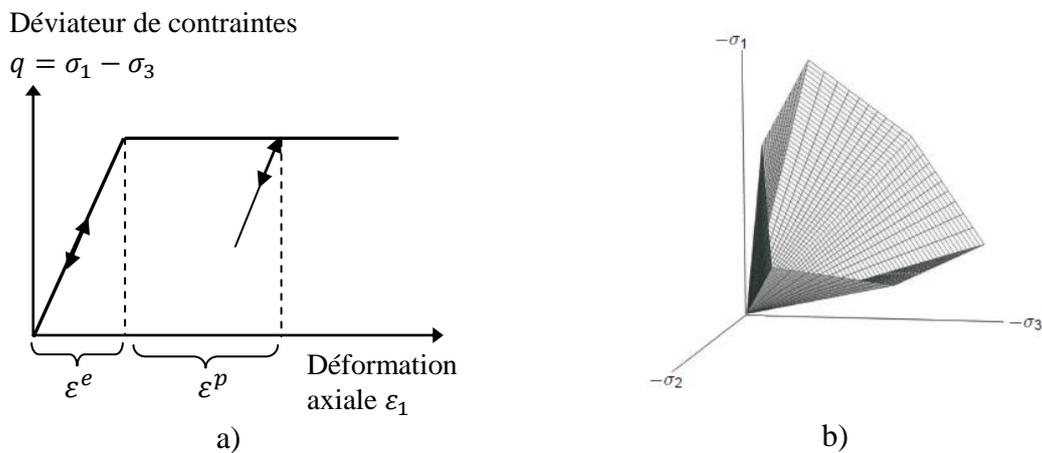


Figure B.2 : Modèle linéaire élastique-parfaitement plastique : a) courbe contraintes-déformations (figure adaptée de Plaxis bv (2010b)), b) surface de charge en contraintes principales du sol pulvérulent ($c = 0$ kPa) (Plaxis bv 2010b).

La surface de charge $F(\sigma_{ij})$ du critère de Mohr-Coulomb s'exprime par l'équation (B.28) :

$$F(\sigma'_{ij}) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2 c' \cos \varphi' = 0 \quad (\text{B.28})$$

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportement élastoplastique sont possibles :

- a). La surface de charge n'évolue pas et son expression ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage, c'est le cas du modèle Mohr-Coulomb.
- b). La surface de charge évolue au cours du chargement, c'est le modèle élastoplastique avec écrouissage dont le modèle Hardening Soil (HS) en fait partie.

B.4.2. Modèle Hardening Soil (HS)

Le modèle de sol avec écrouissage (HS) est un modèle avancé pour simuler le comportement de différents types de sol, créée par Schanz et al. (1999). Lorsqu'il est soumis à un chargement déviatorique primaire, le sol présente une rigidité décroissante et développe

simultanément des déformations plastiques irréversibles. Dans le cas particulier d'un essai triaxial drainé, la relation observée entre la déformation axiale et le déviateur des contraintes peut être bien approchée par une hyperbole (Figure B.3.a). Une telle relation a été formulée par Kondner (1963) et plus tard utilisée dans le modèle hyperbolique bien connu de Duncan et Chang (1970). Cependant, le modèle HS remplace de loin le modèle hyperbolique en utilisant la théorie de la plasticité plutôt que celle de l'élasticité, et en incluant la dilatation du sol ainsi qu'une seconde surface de charge appelée « *cap surface* » ou « *surface de fermeture* » (Figure B.3.b).

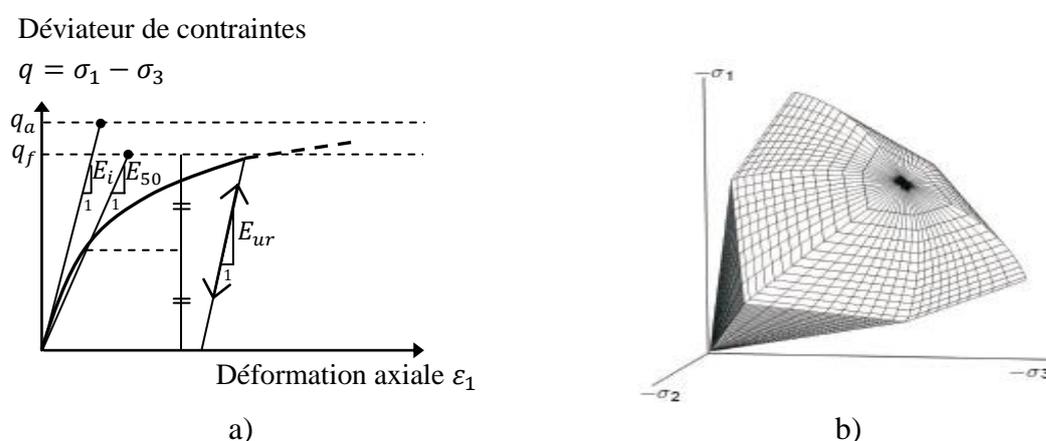


Figure B.3. Modèle de sol avec écouissage (HS) : a) courbe contraintes-déformations (figure adaptée de Plaxis bv (2010b)), b) surface de charge en contraintes principales du sol pulvérulent ($c = 0$ kPa) (Plaxis bv 2010b).

Le modèle HS est un modèle élastoplastique avec écouissage isotrope qui dépend de la déformation plastique déviatorique (écouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables et des graves, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons. Les caractéristiques de base du modèle sont les suivantes :

- La déformation plastique en chargement déviatorique primaire :

E_{50}^{ref} : Module de rigidité sécant de l'essai triaxial drainé standard pour une pression de référence p^{ref} .

- La déformation plastique en compression oedométrique :

E_{oed}^{ref} : Module de rigidité tangent du chargement œdométrique primaire pour une pression de référence p^{ref} .

- Les paramètres élastiques en déchargement/rechargement sont :

E_{ur}^{ref} : Module de rigidité en déchargement-rechargement pour une pression de référence p^{ref} ;

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en déchargement-rechargement.

- Le facteur m qui permet de relier contrainte et déformation selon une loi de puissance.
- Le coefficient de pression des terres au repos (K_0) pour un sol normalement consolidé : K_0^{nc} .
- Les trois paramètres de plasticité de Mohr-Coulomb : c , φ et ψ .

Les essais triaxiaux drainés ont tendance à donner des courbes de chargement présentées en Figure B.3.a, qui peuvent être décrites par la relation (B.29) qui relie la déformation axiale ε_1 au déviateur de contraintes q :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour } q < q_f \quad (\text{B.29})$$

Où :

q_a : Valeur asymptotique horizontale du déviateur exprimée par l'équation (B.30).

q_f : Contrainte déviatorique ultime, telle que représentée dans l'équation (B.31).

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (\text{B.30})$$

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (\text{B.31})$$

E_i : Module de rigidité tangent du premier chargement (initial). Il peut être relié à E_{50} par la relation (B.32) :

$$E_i = \frac{2 E_{50}}{2 - R_f} \quad (\text{B.32})$$

Avec :

R_f : Rapport de rupture qui est égal à q_f/q_a ; tel que : $0,8 \leq R_f \leq 0,9$. Par défaut $R_f = 0,9$.

E_{50} : Module de rigidité en chargement, sécant à 50% de la contrainte déviatorique ultime q_f . Il est défini par la relation (B.33) :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (\text{B.33})$$

Dans le PLAXIS, la valeur par défaut de p^{ref} est égale à 100 (en unité de contrainte). La rigidité actuelle dépend de la contrainte principale mineure σ'_3 qui est la pression de confinement dans l'essai triaxial. A noter que σ'_3 est négative en compression (Brinkgreve et al. 2007).

Dans le cas des argiles molles la puissance m prend la valeur 1. Janbu (1963) propose une valeur de m autour de 0,5 pour les sables et les silts Norvégiens. Von Soos (1990) définit différentes valeurs telles que $0,5 < m < 1,0$.

Les expressions du module de déchargement-rechargement (E_{ur}) et du module œdométrique (E_{oed}) sont présentées respectivement en équations (B.34) et (B.35) :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (\text{B.34})$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (\text{B.35})$$

B.4.3. Modèle Hardening Soil with Small-strain stiffness (HSS)

Le modèle HSS est une évolution du modèle HS, développé par Benz (2007). Toutes les caractéristiques du modèle HS sont alors incluses dans le modèle élastoplastique en petites déformations (HSS). De plus, le modèle HSS adopte une formulation pour la rigidité sous faible niveau de déformations : $\gamma = 10^{-6}$ à $\gamma = 10^{-3}$. Il nécessite la détermination de deux paramètres d'entrée supplémentaires :

- G_0^{ref} : Module de cisaillement initial en petites déformations pour une pression de référence p^{ref} .
- $\gamma_{0,7}$: Déformation de cisaillement pour laquelle le module de cisaillement sécant G_s est réduit à 70% du module de cisaillement initial G_0 (c.-à-d. $G_s = 0,7 G_0$).

La courbe contraintes-déformations pour les petites déformations est décrite par une loi hyperbolique simple (Figure B.4.a). Elle est analogue à la loi hyperbolique des grandes déformations de Kondner (1963). Elle est proposée par Hardin et Drnevich (1972) en équation (B.36):

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|} \quad (\text{B.36})$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0} \quad (\text{B.37})$$

Avec :

γ_r : Déformation de cisaillement limite qui est défini par la relation (B.37).

τ_{max} : Contrainte de cisaillement à la rupture.

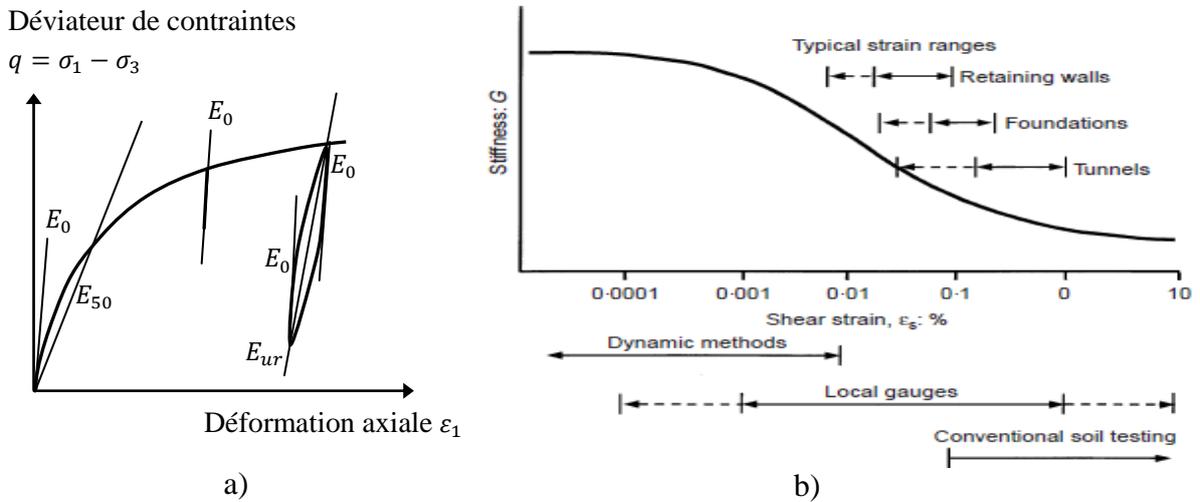


Figure B.4. Modèle HSS : a) courbe contraintes-déformations (figure adaptée de Plaxis bv (2010b)), b) variation de la rigidité du sol sous différentes phases de déformations (après Atkinson et Salfors (1991) et Mair (1993)) (Atkinson 2000).

Santos et Correia (2001) ont suggéré que la valeur de $\gamma_r = \gamma_{0,7}$ où le module de cisaillement sécant G_s est réduit à 70% de sa valeur initiale. Ils ont obtenu alors l'équation (B.38) :

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|} \quad \text{avec } a = 0,385 \quad (\text{B.38})$$

Lorsque ($a = 0,385$) et ($\gamma = \gamma_{0,7}$) cela donne $G_s/G_0 = 0,722$. Par conséquent, la formulation du module de cisaillement à 70% doit être interprétée de façon plus précise avec 72,2%.

En utilisant la relation de Hardin-Drnevich (équation (B.36)), la déformation en cisaillement $\gamma_{0,7}$ pourrait être liée aux paramètres de rupture du modèle. L'application du critère de rupture de Mohr-Coulomb dans les équations (B.37) et (B.38) donne l'équation (B.39) :

$$\gamma_{0,7} \approx \frac{1}{9 G_0} [2c'(1 + \cos(2\varphi')) - \sigma'_1(1 + K_0) \sin(2\varphi')] \quad (\text{B.39})$$

Où :

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

σ'_1 : Contrainte verticale effective (pression négative).

A partir du module de cisaillement en petites déformations G_0 , la rigidité actuelle va diminuer avec l'augmentation de la déformation en cisaillement (Figure B.4.b), et on observe une augmentation de l'amortissement dans les niveaux élevés de la déformation (Hardin & Drnevich 1972; Vucetic & Dobry 1991), comme représenté sur la Figure B.5.a.

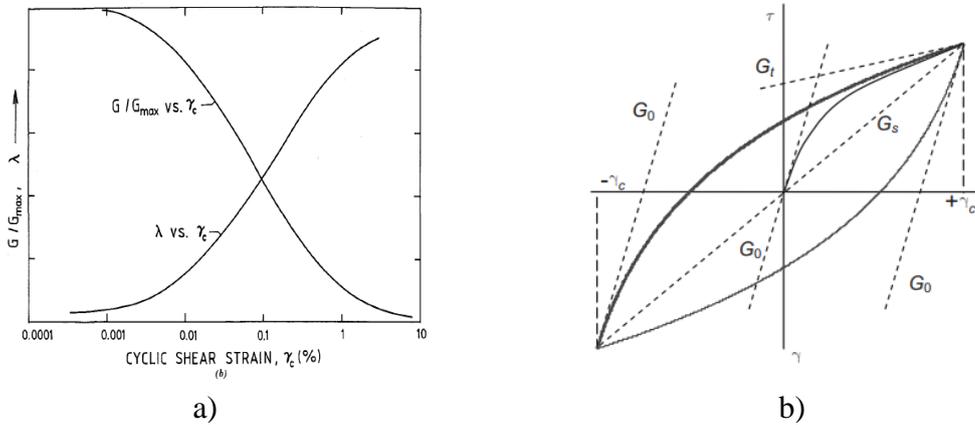


Figure B.5. a) Variation du module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la déformation en cisaillement cyclique (Vucetic & Dobry 1991), b) comportement hystérétique du modèle (Brinkgreve et al. 2007).

Plusieurs travaux ont démontré que lorsque l'amplitude des déformations augmente, la rigidité du sol se dégrade non linéairement (Atkinson & Salfors 1991). Sur une échelle logarithmique, la courbe de dégradation de la raideur de sol constitue une courbe caractéristique de la forme d'un « S » (Figure B.4.b), sauf au niveau des très petites déformations (moins de 10^{-6}) où le sol décrit un comportement élastique linéaire.

Dans le modèle HSS, le module de cisaillement en petites déformations G_0 peut-être déterminé en utilisant l'équation (B.40) :

$$G_0 = G_0^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (\text{B.40})$$

En absence de données expérimentales pour la détermination du paramètre G_0 , des approximations par des équations empiriques peuvent être utilisées, par exemple en utilisant la relation (B.41) donnée par Hardin et Black (1969), avec e étant l'indice des vides.

$$G_0^{ref} = \frac{33 (2,97 - e)^2}{1 + e} \text{ (MPa)} \quad (\text{B.41})$$

Lorsque le sol est soumis à une charge de cisaillement cyclique, le modèle HSS montre un comportement hystérétique typique tel que visualisé sur la Figure B.5.b, où γ_c désigne la déformation de cisaillement cyclique maximale.

A partir des équations (B.36), (B.37) et (B.38) présentées ci-dessus et après une certaine élaboration, l'énergie dissipée (E_D) dans un cycle de charge à partir de ($\gamma = -\gamma_c$) à ($\gamma = +\gamma_c$) et retour à ($\gamma = -\gamma_c$) est équivalente à la surface de la boucle fermée de la Figure B.5.b. Cette énergie peut être formulée en suivant l'équation (B.42) (Brinkgreve et al. 2007) :

$$E_D = \frac{4 G_0 \gamma_{0,7}}{a} \left(2 \gamma_c - \frac{\gamma_c}{1 + \gamma_{0,7}/a \gamma_c} - \frac{2 \gamma_{0,7}}{a} \ln \left(1 + \frac{a \gamma_c}{\gamma_{0,7}} \right) \right) \quad (\text{B.42})$$

Par la suite, le coefficient d'amortissement l'hystérétique local ξ peut être défini par l'équation (B.43) :

$$\xi = \frac{E_D}{4 \pi E_s} \quad (\text{B.43})$$

$$E_s = \frac{1}{2} G_s \gamma_c^2 = \frac{G_0 \gamma_c^2}{2 + 2 a \gamma_c / \gamma_{0,7}} \quad (\text{B.44})$$

Où E_s est l'énergie emmagasinée à la déformation maximale γ_c (équation (B.44)). Cela vaut aussi longtemps que le module de cisaillement en déchargement-rechargement (G_{ur}) n'est pas atteint (équation (B.45)). Cette énergie est égale à l'aire du triangle délimité par l'axe des abscisses, la verticale qui passe par le point de la déformation maximale ($+\gamma_c$), et la droite définissant le module de cisaillement sécant (G_s) au point de la déformation maximale ($+\gamma_c$).

$$\gamma_c \leq \frac{\gamma_{0,7}}{a} \left(\sqrt{G_0/G_{ur}} - 1 \right) \quad (\text{B.45})$$

B.5. Conclusion

Une introduction à la modélisation en éléments finis avec le code de calcul PLAXIS 2D a été présentée ainsi que les caractéristiques des trois modèles de comportement du sol.

Les modèles en question sont : le modèle linéaire élastique-parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (MC), le modèle élasto-plastique avec écrouissage (HS) créé par Schanz et al. (1999) et le modèle Hardening Soil qui tient compte de la raideur du sol sous petites déformations (HSS) développé par Benz (2007). Ces modèles ont été utilisés dans cette thèse pour analyser leur influence sur la réponse sismique des quais sur pieux.

Résumé

Les structures maritimes sont très vulnérables au risque sismique. Leur réponse est dictée par les mécanismes de déformation du sol environnant, du phénomène d'interaction sol-structure et de la conception de la structure. Ce qui a incité plusieurs chercheurs à réaliser des essais expérimentaux sur ce sujet, et notamment des analyses numériques pour essayer de se rapprocher du comportement réel du sol. Sachant que ce dernier, est un matériau complexe présentant un comportement non linéaire lorsqu'il est soumis à de très faibles niveaux de déformations, les mécaniciens du sol ont développé différents modèles de comportement du sol. Parmi ces modèles, on citera les plus importants et les plus utilisés dans les calculs géotechniques numériques que sont le modèle linéaire-élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb et les modèles élasto-plastiques dits avancés. Représenter le comportement du sol sous petites déformations par le modèle Mohr-Coulomb, donnera des résultats peu réalistes du comportement du sol. De ce fait, il devient judicieux d'adapter les modèles constitutifs de sol aux problèmes spécifiques. Par conséquent, une étude sur l'influence des modèles de comportement du sol sur le comportement sismique d'un quai sur pieux a été effectuée. Trois modèles de sol implémentés dans le code de calcul en éléments finis PLAXIS 2D ont été utilisés : le modèle Mohr-Coulomb, le modèle élasto-plastique avec écrouissage (modèle Hardening Soil) et le modèle Hardening Soil en tenant compte de la rigidité du sol sous petites déformations (modèle Hardening Soil Small-strain). Ce travail de thèse s'intéresse à l'étude du comportement sismique des quais sur pieux. Pour cela, une configuration typique de quai sur pieux, très utilisé dans le monde, a été prise des travaux en centrifugeuse réalisés au centre de la modélisation géotechnique de l'Université de Californie (UC Davis). Le quai est constitué d'une plateforme fondée sur un groupe de sept pieux verticaux et une paire de pieux inclinés, traversant une digue en enrochements. Les résultats obtenus ont été confrontés aux résultats existants dans la littérature. Par la suite, une étude de l'effet de la configuration de la digue en enrochements et de l'intensité du chargement sismique a également été effectuée, dans le but d'analyser leur impact sur les déformations et les déplacements que subit la digue en enrochements, ainsi que sur la réponse sismique du quai sur pieux.

Mots clés : modèles de comportement du sol, quai sur pieux, digue en enrochement, séisme, méthode des éléments finis, PLAXIS.

Abstract

Maritime structures are very vulnerable to seismic risk. Their response is dictated by the deformation mechanisms of the surrounding soil, the phenomenon of soil-structure interaction and the design of the structure. This has prompted several researchers to carry out experimental tests on this subject, including numerical analyses to try to get closer to the real behavior of the soil. As soil is a complex material, with a non-linear behavior when subjected to very low levels of deformation, soil mechanics have developed different types of models for simulation of soil behavior. Among these models, we will cite the most important and the most used on numerical calculations in geotechnical engineering, which are the linear elastic perfectly-plastic Mohr-Coulomb model and the so-called advanced elasto-plastic models. A representation of the soil behavior at small-strains by using the Mohr-Coulomb model will give unrealistic results of the soil behavior. For this reason, it becomes judicious to adapt the soil constitutive models to the specific problems. Therefore, a study of the influence of soil constitutive models on the seismic behavior of a pile-supported wharf was carried out. Three soil models implemented in the finite element code PLAXIS 2D were used: the Mohr-Coulomb model, the elasto-plastic model with isotropic hardening (Hardening Soil model) and the Hardening Soil model with an extension to the small-strain stiffness (Hardening Soil Small-strain model). This thesis work focuses on the study of the seismic behavior of pile-supported wharves. For this purpose, a typical pile-supported wharf configuration, widely used throughout the world, was taken from the centrifuge works carried out at the Center for Geotechnical Modeling of California University (UC Davis). The wharf consists of a deck supported by seven rows of vertical piles including two pairs of batter piles, embedded in rock dike. The results obtained were compared with existing results in the literature. Subsequently, a study of the effect of the rock dike configuration and seismic intensity was also carried out, in order to analyze their impact on the deformation and displacement of the rock dike, as well as on the seismic response of the pile-supported wharf.

Keywords: soil constitutive models, pile-supported wharf, rock dike, earthquake, finite element method, PLAXIS.