



Méthodes d'ingénierie pour l'étude du risque de liquéfaction et du tassement sous séisme

Ziad Kteich

► To cite this version:

Ziad Kteich. Méthodes d'ingénierie pour l'étude du risque de liquéfaction et du tassement sous séisme. Matériaux composites et construction. Université Paris-Est, 2018. Français. NNT : 2018PESC1109 . tel-02132473

HAL Id: tel-02132473

<https://theses.hal.science/tel-02132473>

Submitted on 17 May 2019

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Sciences de l'ingénieur

par

Ziad KTEICH

École Doctorale : SCIENCES, INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT

***Méthodes d'ingénierie pour l'étude du risque de
liquéfaction et du tassement sous séisme.***

Thèse soutenue le 7 Novembre 2018 devant le jury composé de :

Stavroula Kontoe	<i>Présidente du jury</i>
Alain Pecker	<i>Rapporteur</i>
Panagiotis Kotronis	<i>Rapporteur</i>
Norman Abrahamson	<i>Examineur</i>
Jean-François Semblat	<i>Directeur de thèse</i>
Pierre Labbé	<i>Co-directeur de thèse</i>
Emmanuel Javelaud	<i>Encadrant de thèse</i>

A ma chère mère ...
A la mémoire de mon père ...

Remerciements

Ce manuscrit souligne l'aboutissement d'un projet de trois années intenses de recherche scientifique et d'épanouissement personnel et humain. Je tiens à remercier l'ensemble des personnes qui ont collaboré à ce travail et m'ont soutenu tout au long de cette aventure.

Mes pensées vont tout d'abord à Pierre Labbé à qui j'exprime chaleureusement ma gratitude. Merci de m'avoir offert cette opportunité et d'avoir su orienter mes recherches aux bons moments, avec vos conseils pertinents et vos interventions précieuses.

Je remercie vivement Jean-François Semblat d'avoir assuré la direction de cette thèse. Vos qualités pédagogiques et votre rigueur scientifique ont beaucoup contribué à l'avancement de mon travail.

Merci également à Emmanuel Javelaud qui a toujours manifesté son grand intérêt envers ce travail. Grâce à votre implication et vos remarques, j'ai bien pu orienter mon travail vers les besoins du département technique d'essais en géologie, géotechnique et de génie civil (TEGG) de EDF.

Je remercie aussi Abdelkrim Bennabi, encadrant de ce travail à l'ESTP Paris, pour son soutien moral et pédagogique et Eric Croquesel, directeur du laboratoire, de m'y avoir accueilli dans les meilleures conditions de travail.

Mes sincères remerciements se dirigent vers les membres du jury.

Je suis honoré que Norman Abrahamson examine mon travail de thèse. Ses conseils et son intérêt au cours de nos discussions ont été des facteurs stimulants et constructifs.

Je remercie aussi Messieurs Alain Pecker et Panagiotis Kotronis d'avoir accepté de rapporter ce travail, de lire mon manuscrit en profondeur, de l'évaluer et d'apporter des corrections pertinentes.

J'adresse également mes remerciements à Stravroula Kontoe pour avoir accepté de présider mon jury de thèse.

Je n'oublierai pas les aides permanentes reçues de l'ensemble du personnel du département d'Analyses Mécaniques et Acoustique de EDF *R&D*. Une pensée particulière pour Marc Kham et Vinicius Alves Fernandes pour toute l'aide et l'engagement qu'ils ont su m'apporter. J'ai beaucoup apprécié notre collaboration, leurs conseils avisés et leur disponibilité.

Je remercie très chaleureusement tous les membres du département technique d'essais en géologie, géotechnique et de génie civil (TEGG) de EDF de m'avoir accueilli régulièrement et permis de réaliser ce travail dans des conditions matérielles et humaines des plus appréciables, notamment Matthieu Jacquet, Sébastien Philipe, Didrik Vandeputte, Simon Cyril et Guilhem Deveze.

J'adresse mes remerciements les plus sincères au personnel de l'IRC dont les permanents, les anciens et futurs docteurs ainsi que les stagiaires pour leur soutien, leur encouragement, leurs échanges amicaux pendant ces trois années de dur labeur. J'exprime ma gratitude particulière envers mes collègues et amis : Francesca Contrada, Mirko Viale, Olga Beatrice Carcassi, Marc Yehya, Sami Khodr, Anita Tatti, Tauland Hiysaj, Umberto Sopranzi, Martina Pelle, Rita Sassine et Andrea Kindinis.

Du fond du coeur, merci à tous les membres de ma grande famille : ma mère, mes frères et soeurs, Hanaa, Tarek et leur petite Charlie, Salwa, mes cousins et amis pour m'avoir soutenu et épaulé durant ces années de thèse. Enfin, ma gratitude la plus grande se dirige vers Mira, pour son soutien, sa compréhension, son aide et sa patience tout au long de ces années.

Abstract

The liquefaction of saturated soils during earthquakes is one of the most important problems facing engineers. There has hardly been a major earthquake without at least some cases of liquefaction. Settlements, tilting of buildings, lateral flows, sand boilings and slope instabilities have been some of its manifestations. The seismic design of nuclear power plants and other critical facilities systematically includes a liquefaction risk assessment.

In this context, fully empirical methods are commonly used in engineering. These approaches provide design margins and limitations of use. To exploit these margins in a re-evaluation situation, we use advanced nonlinear transient calculations in which the soil behavior must be finely modeled to highlight the pore-water pressure build-up. These last calculations are expensive in terms of time and numerical skills. The objective of this research work is to reduce the conservatisms in force when using the simplified method without necessarily implementing the most sophisticated methods from the outset. To this end, we propose a method of intermediate complexity that broadens the applicability of semi-empirical models for a more detailed analysis of seismic risk.

First, starting from a conventional equivalent linear calculation, a new approach for taking into account excess pore pressure is proposed under the name "X-ELM". The behavioral model employed is based on the relationship between pore pressure and plastic volumetric deformations. The new "X-ELM" approach is used to model soil response in the city of Urayasu, Japan during the Tohoku earthquake ($M_w = 9.0$). The model has been applied to twelve different soil profiles. The study of these cases makes possible the validation of the model by comparing the results of the calculations with the observations in situ. The model can therefore be considered as a reliable tool for the prediction of liquefaction triggering of saturated soils.

Then, a prediction tool was designed based on random process approximations, the basic mechanical properties of the soil and the characteristics of the seismic loading. In addition to its magnitude, an important feature of the input seismic signal is its duration which can lead to strong nonlinearities and an extended liquefaction state. Considering the strong phase duration, the response spectrum, the natural frequency of the model and the characteristics of

soil compaction, this tool provides fast estimations of the rate of pore pressure build-up and pre-liquefaction settlement without having to perform transient calculations.

Finally, a 2D dam model is studied, by examining the influence of excess pore pressure and that of the shear strains on the seismic response of the structure. An equivalent linear computation adapted to two-dimensional situations is elaborated and the predictor is used to evaluate pore pressure increase. Simulation results are compared with in situ, piezometric and accelerometric observations.

In conclusion, this research work provides methods and tools of numerical computation that are efficient and accessible to engineers for the seismic evaluation of soil profiles and earth structures such as dikes or dams.

Keywords : Earthquake, Dynamic analysis, Linear equivalent computation, Excess pore pressure, Soil liquefaction, Cyclic loading, Settlements, Finite elements.

Résumé

La liquéfaction des sols saturés lors des séismes est l'un des problèmes les plus importants auxquels sont confrontés les ingénieurs. Il n'y a guère eu de séisme majeur sans au moins quelques cas de liquéfaction. Des tassements, des basculements de bâtiments, des écoulements latéraux, des cônes de liquéfaction et des instabilités de pentes, sont certaines de ses manifestations. La conception sismique des centrales nucléaires et autres installations critiques comprend systématiquement une évaluation du risque de liquéfaction.

Dans ce cadre, des méthodes de nature entièrement empirique sont couramment utilisées en ingénierie. Ces approches procurent des marges à la conception et des limitations d'utilisation. Pour exploiter ces marges en situation de réévaluation, on a recours à des calculs transitoires non linéaires avancés dans lesquels on doit modéliser finement la loi de comportement du sol pour mettre en évidence les montées de pression interstitielle.

Ces derniers calculs sont coûteux en termes de temps et de compétences numériques. L'objectif de ce travail de recherche est notamment de réduire les conservatismes en vigueur lors de l'utilisation de la méthode simplifiée sans pour autant mettre en œuvre d'emblée les méthodes les plus sophistiquées. On propose pour cela une méthode de complexité intermédiaire qui élargit l'applicabilité des modèles semi-empiriques pour une analyse plus fine du risque sismique.

Dans un premier temps, en partant d'un calcul linéaire équivalent conventionnel, une nouvelle approche pour la prise en compte de la montée de pression interstitielle est proposée sous le nom « X-ELM ». Le modèle de comportement employé est basé sur la relation entre la pression interstitielle et les déformations volumiques plastiques. La nouvelle approche « X-ELM » est utilisée pour modéliser la réponse des sols pour le séisme de Tōhoku ($M_w=9.0$) à la ville d'Urayasu au Japon. Le modèle a été appliqué sur douze profils de sols différents. L'étude de ces cas rend possible la validation du modèle par comparaison des résultats des calculs aux observations in situ. Le modèle peut donc être considéré comme un outil fiable pour la prédiction de déclenchement de liquéfaction des sols saturés.

Ensuite, un outil de prédiction rapide a été conçu en se basant sur des approximations de processus aléatoire, sur les propriétés mécaniques de base du sol et sur les caractéristiques du chargement sismique. Outre son ampleur, une caractéristique importante du signal sismique

d'entrée est sa durée qui peut conduire à de fortes non linéarités et à un état de liquéfaction étendu. En considérant donc la durée de phase forte, le spectre de réponse, la fréquence propre du modèle et les caractéristiques de densification du sol, l'outil de prédiction proposé procure des estimations rapides du taux de montée de pression interstitielle et du tassement pré-liquéfaction sans devoir exécuter des calculs transitoires.

Enfin, un modèle 2D de barrage est étudié, en examinant l'influence de la montée de pression interstitielle et celle des déformations de cisaillement sur la réponse sismique de l'ouvrage. Un calcul linéaire équivalent adapté aux situations bidimensionnelles est élaboré et le prédicteur est employé pour évaluer la montée de pression interstitielle. On compare les résultats de la simulation aux observations in situ, piézométriques et accélérométriques.

En conclusion, ce travail de recherche fournit des méthodes et outils de calculs numériques performants et accessibles aux ingénieurs pour l'évaluation sismique des profils de sols et des ouvrages en terre tels que digues ou barrages.

Mots clés : Séisme, Analyse dynamique, Linéarisation équivalente, Pression interstitielle, Liquéfaction du sol, Tassements, Barrages, Éléments finis

Table des matières

Table des figures	xv
Liste des tableaux	xxiii
Liste des symboles	xxv
1 Introduction générale	1
1.1 Contexte général de la thèse	1
1.2 Objectif de la thèse	2
1.3 Présentation du mémoire	3
2 Comportement des sables	5
2.1 Introduction	5
2.2 Comportement des géo-matériaux en fonction du niveau de distorsion . . .	5
2.3 Comportement expérimental des sables drainés / non drainés au laboratoire sous chargement de cisaillement cyclique	7
2.3.1 Comportement cyclique drainé	7
2.3.2 Comportement cyclique non drainé	9
2.3.3 Essai de cisaillement simple cyclique	10
2.4 Modèles de densification des sables	13
2.4.1 Modèles semi-empiriques de densification des sables de Sawicki et de Byrne	14
2.4.2 Comparaison entre les deux modèles : modèle de Sawicki (1987- 1989) et modèle de Byrne (1991)	18
2.5 La liquéfaction des sables in-situ	20
2.5.1 Observations et définition de la liquéfaction	20
2.5.2 Organisation type des études du risque de liquéfaction	22
2.5.3 Susceptibilité des sols à la liquéfaction	24

2.5.4	Principales méthodes existantes de quantification du risque de liquéfaction	25
2.5.5	Prédiction des tassements sismo-induits	34
2.6	Conclusions	36
3	Présentation de la méthode X-ELM et validation par rapport à des essais de laboratoire	37
3.1	Introduction	37
3.2	Données d'entrées	38
3.3	Modèle géométrique et conditions aux limites	38
3.3.1	Présentation du modèle géométrique :	38
3.3.2	Conditions aux limites :	40
3.3.3	Comment appliquer le signal sismique ?	41
3.4	Modélisation du comportement des sols	42
3.5	Détermination des déformations volumiques	45
3.6	Évaluation de la montée de pression interstitielle	47
3.6.1	Relation pression interstitielle – déformation volumique	47
3.6.2	Évaluation du module de décharge-recharge élastique	47
3.6.3	Validation de la méthode proposée par la littérature	50
3.7	Prise en compte de l'effet de montée de pression interstitielle sur la dégradation du sol	53
3.8	Synthèse sur l'algorithme proposé	55
3.9	Détermination du facteur de pondération χ	57
4	Prédicteur de montée de pression interstitielle	59
4.1	Introduction	59
4.2	Processus aléatoire pour la modélisation des mouvements sismiques	60
4.3	Description des cycles	64
4.4	Construction du prédicteur	65
4.4.1	Prédiction des déformations volumiques pour un chargement non uniforme	65
4.4.2	Étude statistique	66
4.4.3	Avantages et limitations du prédicteur	72
4.5	Algorithme proposé du prédicteur	74
4.5.1	Données d'entrées	74
4.5.2	Modèle géométrique et conditions aux limites	75
4.5.3	Analyse modale du profil	77

4.5.4	Réponse maximale du profil par méthode spectrale	77
4.5.5	Mise en œuvre de l'algorithme du prédicteur	78
5	Application des approches X-ELM et prédicteur à une configuration réelle :	
	La ville d'Urayasu durant le séisme de Tohoku en 2011	81
5.1	Introduction	81
5.2	Le séisme de 2011 de la côte Pacifique du Tōhoku	82
5.3	Description du site de la ville d'Urayasu et des dommages observés	83
5.4	Caractéristiques du signal sismique et dé-convolution	86
5.5	Stratigraphie des profils étudiés	89
5.5.1	Propriétés dynamiques des matériaux	92
5.6	Analyse des résultats	94
5.6.1	Simulations réalisées	94
5.6.2	Évaluation du facteur de pondération χ	94
5.6.3	Résultats par l'approche X-ELM	96
5.6.4	Résultats obtenus avec le prédicteur	105
5.6.5	Discussions	110
6	Extension à des configurations bidimensionnelles : application à un modèle de	
	barrage	113
6.1	Introduction	113
6.2	Linéarisation équivalente 2D	114
6.3	Algorithme proposé pour l'approche 2D	115
6.3.1	Analyse modale spectrale	116
6.3.2	Analyse linéaire transitoire	116
6.3.3	Analyse linéaire harmonique	118
6.3.4	Synthèse de l'algorithme proposé	118
6.4	Application de l'approche au barrage d'Aratozawa	122
6.4.1	Le séisme Iwate-Miyagi Nairiku 2008	122
6.4.2	Le barrage d'Aratozawa	122
6.4.3	Modélisation du barrage d'Aratozawa	125
6.4.4	Résultats	127
6.4.5	Discussions	135
7	Conclusions et perspectives	137
	Bibliographie	143

Annexe A Étude bibliographique et vérification	153
A.1 Calage des paramètres du modèle de Sawicki	153
A.2 Vérification des facteurs de pic	156
Annexe B Application des approches X-ELM et prédicteur à la ville d’Urayasu durant le séisme de Tohoku en 2011 (suite des résultats)	157
B.1 Profils non liquéfiés	157
B.1.1 Kairaku 2	157
B.1.2 Kitazakae 1-3	159
B.1.3 Fujimi 3	159
B.2 Profils liquéfiés	161
B.2.1 Imagawa 1-2	162
B.2.2 Imagawa 2-2	163
B.2.3 Irifune 3	165
B.2.4 Irifune 6	165
B.2.5 Takasu 4	167
B.2.6 Mihama 1	168
Annexe C Liste des publications et conférences faites pendant la thèse	171

Table des figures

1.1	Exemples d'effets de liquéfaction : a) Rupture de la terre durant le séisme de Tohoku 2011 (Noda et al., (2017) [78]) ; b) Effondrement du barrage San Fernando 1971.	2
2.1	Comportement des géomatériaux en fonction du niveau de déformation (Tatsuoka, 1992) [106].	6
2.2	Critère caractéristique d'après Luong (1980) [69].	8
2.3	Réponse d'un essai cyclique drainé sur un sable lâche (Tatsuoka et Ishihara (1974) [105]).	9
2.4	Mobilité cyclique d'un sable dense (Canou et al. (2002) [15]).	10
2.5	Schéma du concept de l'essai de cisaillement simple cyclique (Sawicki et al. (2014) [88]).	11
2.6	Densification d'un sable sec durant un essai de cisaillement simple cyclique (Sawicki et al. (1989) [91]).	11
2.7	Courbes expérimentales de densification sous différents niveaux de distorsion imposés ($\gamma_1 < \gamma_2 < \gamma_3$) (Sawicki et al. (1989) [91]).	12
2.8	Génération de la pression intersitielle durant un essai de cisaillement simple cyclique non drainé (Sawicki et al. (1989) [91]).	12
2.9	Mise en évidence d'une courbe de densification commune du sable Crystal silica ($D_r = 45\%$) : (gauche) courbes de déformations volumiques pour différents niveaux de distorsion issues des essais de Martin et al. (1975) [71] et (droite) courbe unique proposée par le modèle de Sawicki (Sawicki et al. (1987) [90]).	16
2.10	(a) Variation de l'incrément de déformations volumiques plastiques selon les déformations plastiques et la distorsion appliquée pour un sable Crystal Silica de densité relative égale à 45%, (b) courbe unique reliant l'incrément des déformations volumiques plastiques et les déformations volumiques plastiques pour ce même sable (courbes inspirées de Byrne (1991) [13]). . .	17

2.11	a) Inclinaison des bâtiments d'habitation de Kawagishicho à Niigata au Japon en 1964 ($M_w = 7.5$) (photo : National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley), due à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction ; b) Volcans de sable et des fissures au sol après le séisme de Niigata en 1964 ; c) Rupture superficielle et liquéfaction après le tremblement de terre de Christchurch 2011, Nouvelle Zélande ; d) Déplacement latéral et effondrement des fondations du pont Showa après le tremblement de terre de Niigata 1964 [62].	21
2.12	Accélération en surface libre du sol à Inage, Japon, 2011. Changement spectaculaire du contenu fréquentiel après l'initiation de la liquéfaction à 125-130 sec.	23
2.13	Organisation schématique des études de risques de liquéfaction (Javelaud (2016) [57]).	23
2.14	La zone de liquéfaction est déterminée en comparant la contrainte cyclique induite par le séisme avec la résistance cyclique du sol (Idriss et Boulanger (2008) [47]).	26
2.15	Courbes reliant C.R.R aux valeurs de SPT $(N_1)_{60}$ pour des sables propres et un séisme de Magnitude 7.5 et $\sigma'_{v0} = 1 atm$ (Youd et al. (2001) [125]). . . .	27
2.16	Facteurs de correction de la valeur de C.R.R selon la magnitude du séisme (Youd et al. (2001) [125]).	28
2.17	Schéma illustrant le front de liquéfaction (Iai (1990) [45]).	31
2.18	Déformation volumique ε_v en fonction du facteur de sécurité à la liquéfaction ($ru=100\%$) pour des sables propres de densités relatives initiales variables. (Idriss et Boulanger (2008) [47]).	35
3.1	Algorithme proposé pour la méthode de résolution.	39
3.2	Modèle géométrique avec les conditions aux limites : Γ_l le bord latéral gauche, Γ_r le bord latéral droit et Γ_b la base du modèle.	40
3.3	Application du signal sismique au rocher affleurant (Vandeputte et Devesa (2014) [112]).	42
3.4	Réponse d'un sol à un chargement cyclique symétrique (Yoshida et al. (1998) [124]).	43
3.5	Représentation du modèle rhéologique de Kelvin-Voigt (Semblat et Pecker (2009) [101]).	44
3.6	Illustration de l'application du modèle de Byrne à un historique irrégulier de distorsion (où γ_a est l'amplitude maximale en valeur absolue d'un demi cycle).	46

3.7	Courbes de décharge sous différentes conditions appliquées sur un sable d'Ottawa : (ligne continue) chargement cyclique; (ligne pointillée large) déchargement monotone dans un appareil de cisaillement simple; (ligne pointillée serrée) déchargement monotone dans une boîte de consolidation (Bhatia (1980) [8]).	48
3.8	Validation des résultats du modèle de Martin-Finn-Seed utilisant l'expression de E_r modifiée en fonction des essais de Bhatia (1982) (Wu (2001) [119]). .	49
3.9	Génération de surpression interstitielle par rapport à l'amplitude de déformation de cisaillement imposée. Calculs basés sur X-ELM (symboles); Données d'essais de Dobry (1985), (ligne continue).	52
4.1	Passages par zéro et maxima d'un processus à bande étroite (a) et d'un processus à large bande (b); Enveloppe d'un échantillon de processus à bande étroite (c) (Preumont (1990) [83]).	62
4.2	Les facteurs de pic p_s et q_s proposés par Der Kiureghian (1979) [22] pour différentes largeurs de bande.	64
4.3	Illustration des courbes attendues de notre étude statistique.	66
4.4	Séquence aléatoirement générée de 100 valeurs de pics de distorsion distribuées selon la loi de Rayleigh pour $\sigma_\gamma = 1.10^{-3}$ (haut) et la déformation volumique développée par cette séquence calculée à l'aide du modèle de Byrne (bas).	68
4.5	Déformations volumiques calculées pour les 800 échantillons (100 échantillons par valeur de σ_γ) en fonction du nombre de cycles N.	69
4.6	Déformations volumiques moyennes calculées pour différentes valeurs de σ_γ en fonction du nombre de cycles N.	69
4.7	écart-type de la distribution des déformations volumiques calculées pour différentes valeurs de σ_γ en fonction du nombre de cycles N.	70
4.8	Courbe unique de $\bar{\varepsilon}_v^p$ normalisée par σ_γ en fonction du nombre de cycles N.	71
4.9	Courbe unique du coefficient de variation $\sigma_{\varepsilon_v^p}$ normalisée par $\bar{\varepsilon}_v^p$ en fonction du nombre de cycles N.	71
4.10	Courbe unique de $\bar{\varepsilon}_v^p / \sigma_\gamma$ pour différentes valeurs de D_r (gauche) et courbe unique normalisée par le paramètre de Byrne C_1^b en fonction du nombre de cycles N (droite).	72
4.11	Algorithme proposé pour l'utilisation du prédicteur.	75
4.12	Modèle géométrique avec les conditions aux limites : Γ_l le bord latéral gauche, Γ_r le bord latéral droit et Γ_b la base du modèle.	76

5.1	Zone épiscopale du séisme de Tōhoku 2011 (Hayes et al. (2011) [41]). . . .	82
5.2	(a) localisation de la ville d'Urayasu dans la baie de Tokyo; (b) Carte des travaux de remblaiement de la ville d'Urayasu d'après Tokimatsu et al. (2012) [107] et (c) Schéma illustratif des travaux de remblaiement d'après Yasuda et al. (2012) [123]).	84
5.3	(a) Carte montrant l'étendue des dommages de liquéfaction; (b) valeurs de tassements mesurés à Urayasu; (c) cratères de sable observés (d) Grand tassement autour des pieux des bâtiments et (e) Basculement des bâtiments d'après Tokimatsu et al. (2012) [107]).	85
5.4	Accélérogrammes enregistrés à la station K-net Urayasu lors du tremblement de terre de Tohoku ($M_w = 9.0$) le 11 Mars 2011 à 14h47.	87
5.5	Spectres de réponse en accélération absolue des accélérogrammes enregistrés à la station K-net Urayasu (pour 5% d'amortissement critique).	87
5.6	Déconvolution du mouvement sismique de surface enregistré (a) en utilisant le profil V_s à la station K-net (b) et les courbes de réduction du module de cisaillement et la variation d'amortissement pour les différents types de sols présents à Urayasu (c) pour calculer le mouvement sismique au rocher affleurant (d).	88
5.7	Emplacement des forages étudiés dans la ville d'Urayasu.	89
5.8	Stratigraphie (gauche) et profils de vitesse de cisaillement V_s (droite) des douze profils de sol étudiés à Urayasu.	91
5.9	Fiabilité des courbes de dégradation du module de cisaillement utilisées par rapport aux courbes de Seed et Idriss (1970) [97] pour les sables (a) et celles de Vucetic et Dobry (1991) [117] pour les limons et les argiles (b).	93
5.10	Résultats de l'étude paramétrique pour différentes valeurs de χ comparés aux observations.	95
5.11	(a) Profil de V_s , (b) distorsion maximale calculée, (c) taux de montée de pression interstitielle et (d) rapport de dégradation G/G_{max} à Nekozone 2.	97
5.12	Accélérogrammes calculés en champ libre (haut) et à la base du profil à 70 m de profondeur (bas); Accélération maximale calculée dans le profil (droite) à Nekozone 2.	98
5.13	Spectres de réponse calculés en pseudo-accélération en surface libre (courbe bleue) et à la base du profil à 70 m de profondeur (courbe noire) à Nekozone 2.	98
5.14	(a) Profil de V_s , (b) distorsion maximale calculée, (c) taux de montée de pression interstitielle et (d) rapport de dégradation G/G_{max} à Takasu 9.	101

5.15	(a) Profil de V_s , (b) distorsion maximale calculée, (c) taux de montée de pression interstitielle et (d) rapport de dégradation G/G_{max} à Chidori. . . .	101
5.17	Accélérogrammes calculés en champ libre (haut) et à la base du profil à 70 m de profondeur (bas); Accélération maximale calculée dans le profil (droite) à Chidori.	102
5.16	Accélérogrammes calculés en champ libre (haut) et à la base du profil à 70 m de profondeur (bas); Accélération maximale calculée dans le profil (droite) à Takasu 9.	102
5.18	Spectres de réponse calculés en pseudo-accélération en surface libre (courbe bleue) et à la base du profil à 70 m de profondeur (courbe noire) à Takasu 9.	103
5.19	Spectres de réponse calculés en pseudo-accélération en surface libre (courbe bleue) et à la base du profil à 70 m de profondeur (courbe noire) à Chidori. .	104
5.20	Accélérogramme calculé à la base du profil à 70 m de profondeur (haut); Spectre de réponse calculé avec 5% d'amortissement à Nekozane 2; (Psa : pseudo-accélération normalisée par le PGA du signal).	106
5.21	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Nekozane 2.	107
5.22	Accélérogramme calculé à la base du profil à 70 m de profondeur (haut); Spectre de réponse calculé avec 5% d'amortissement à Takasu 9; (Psa : pseudo-accélération normalisée par le PGA du signal).	108
5.23	Accélérogramme calculé à la base du profil à 70 m de profondeur (haut); Spectre de réponse calculé avec 5% d'amortissement à Chidori; (Psa : pseudo-accélération normalisée par le PGA du signal).	109
5.24	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Takasu 9.	110
5.25	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Chidori.	111
6.1	Conditions aux limites pour les différentes méthodes de calcul : (a) calcul spectral, (b) calcul transitoire, (c) calcul harmonique.	117

6.2	Algorithme proposé pour un calcul linéaire 2D modifié : trois options possibles pour calculer la distorsion maximale. (Le symbole * indique que cette étape est réalisée au niveau de chaque noeud et le reste sont des étapes globale du modèle).	119
6.3	Emplacement de l'épicentre du séisme d'Iwate-Miyagi Nairiku de 2008 et du barrage d'Aratozawa (Ohmachi et Tahara (2011) [79]).	123
6.4	(a) Plan du barrage (partie haute); (b) Coupe verticale AA' de la section centrale avec les différentes zones du barrage; (c) Coupe verticale selon l'axe du barrage BB' avec des sismomètres en crête, au centre du noyau et à la galerie (Ohmachi et Tahara (2011) [79]).	124
6.5	Accélérations observées en crête du barrage d'Aratozawa (haut), à mi-hauteur du noyau (centre) et à la base du barrage (bas).	125
6.7	Courbes de dégradation du module de cisaillement et de l'amortissement utilisées dans notre étude (Seed et al. (1986) [99] et Vucetic et Dobry (1991) [117]).	126
6.6	Modèle par éléments finis du barrage d'Aratozawa en 2D.	126
6.8	Réponse modale du barrage en déplacement horizontal normalisée par sa valeur maximale pour le premier mode ($f_1 = 2.89Hz$).	128
6.9	Spectre de réponse en pseudo-accélération normalisée du signal sismique en galerie de fond du barrage dans la direction amont-aval.	129
6.10	Réponse modale du barrage en déplacement horizontal normalisée par sa valeur maximale pour le premier mode ($f_1 = 1.38Hz$).	129
6.11	Taux de montée de pression interstitielle simulé (gauche); comparaison entre le taux de montée de pression interstitielle simulé (courbe rouge) et celui mesuré (courbe noire).	130
6.12	Comparaison des accélérogrammes observés et simulés en crête (haut), à mi-hauteur du noyau (centre) et en galerie de fond (bas) du barrage.	131
6.13	Comparaison des transformées de Fourier (FFT) des accélérogrammes observés et simulés en crête (haut), à mi-hauteur du noyau (centre) et en galerie de fond (bas) du barrage.	132
6.14	Comparaison des accélérations maximales (PGA) observées et simulées dans le barrage.	133
6.15	Amortissement réduit ξ dans le barrage.	133
6.16	Taux de montée de pression interstitielle simulé (gauche); comparaison entre le taux de montée de pression interstitielle simulé (courbe rouge) et celui mesuré (courbe noire).	134

6.17	Comparaison des tassements calculés (courbe rouge) et mesurés (courbe noire) dans le barrage.	135
A.1	Variation des paramètres C_1^s et C_2^s en fonction de la densité relative	154
A.2	Corrélations de C_1^s et C_2^s en fonction de la densité relative	155
A.3	Les corrélations de C_1^s et C_2^s en fonction de la densité relative et par type de sable.	155
A.4	Facteurs de pic p_s et q_s calculés à partir des échantillons (symboles) et ceux proposés par Der Kiureghian, (1979) [22] (ligne solide).	156
B.1	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Kairaku 2.	158
B.2	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Kitazakae 1-3.	160
B.3	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Fujumi 3.	161
B.4	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Imagawa 1-2.	163
B.5	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Imagawa 2-2.	164
B.6	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Irifune 3.	166

B.7	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Irifune 6.	167
B.8	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Takasu 4.	168
B.9	Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Mihama 1.	169

Liste des tableaux

2.1	Valeurs des paramètres C_1^b et C_2^b en fonction de la densité relative.	18
2.2	Valeurs des paramètres C_1^b et C_2^b en fonction des résultats SPT $(N_1)_{60}$	18
2.3	Comparaison des deux modèles de Byrne et de Sawicki.	19
3.6.1	Propriétés mécaniques des sols étudiés (Sawicki et Swidzinski, (2006) [92]).	51
3.6.2	Application du modèle sur le sable $N^o 1$ pour un chargement de 10 cycles d'amplitude 1.10^{-3}	52
5.6.1	Propriétés mécaniques et dynamiques du sol non liquéfié obtenus à partir d'un forage réalisé dans le quartier Nekozane 2.	96
5.6.2	Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenus à partir d'un forage réalisé dans le quartier Takasu 9.	99
5.6.3	Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenus à partir d'un forage réalisé dans le quartier Chidori.	99
5.6.4	Récapitulatif des résultats pour tous les profils étudiés.	105
5.6.5	Paramètres de la méthode de prédicteur; f_{ini} : fréquence propre initiale du profil; p_1 : facteur de participation du premier mode dans la direction hori- zontale; T_f : durée de la phase forte; N_{cycles} : nombre de cycles équivalent; f_{final} : fréquence finale du profil dégradé; ξ_{final} : amortissement final atteint.	106
5.6.6	Paramètres de la méthode de prédicteur; f_{ini} : fréquence propre initiale du profil; p_1 : facteur de participation du premier mode dans la direction hori- zontale; T_f : durée de la phase forte; N_{cycles} : nombre de cycles équivalent; f_{final} : fréquence finale du profil dégradé; ξ_{final} : amortissement final atteint.	108
5.6.7	Paramètres de la méthode de prédicteur; f_{ini} : fréquence propre initiale du profil; p_1 : facteur de participation du premier mode dans la direction hori- zontale; T_f : durée de la phase forte; N_{cycles} : nombre de cycles équivalent; f_{final} : fréquence finale du profil dégradé; ξ_{final} : amortissement final atteint.	108
6.4.1	Dimensions du barrage d'Aratozawa (Ohmachi et Tahara (2011) [79]).	123

6.4.2 Accélérations maximales observées durant le séisme d'Iwate-Miyagi Nairiku de 2008 (m/s^2) (Ohmachi et Tahara (2011) [79]).	124
A.1.1 Paramètres du modèle de Sawicki se trouvant dans la littérature.	154
B.1.1 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol non liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Kairaku 2.	158
B.1.2 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol non liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Kitazakae 1-3.	159
B.1.3 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol non liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Fujimi 3.	160
B.2.1 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Imagawa 1-2.	162
B.2.2 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Imagawa 2-2.	164
B.2.3 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Irifune 3.	165
B.2.4 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Irifune 6.	166
B.2.5 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Takasu 4.	167
B.2.6 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Mihama 1.	169

Liste des symboles

Les notations et les abréviations sont décrites selon leur emploi dans la thèse actuelle. Cependant, certains symboles ne sont pas inclus dans cette liste mais sont définis dans le texte.

ABRÉVIATIONS

F_{SL}	Facteur de sécurité à la liquéfaction
ID_g	Numéro identifiant de l'enquête géotechnique de la ville d'Urayasu
C.R.R	Rapport de résistance cyclique
C.S.R	Rapport de cisaillement cyclique
CPT	Essai au pénétromètre statique
DSP	Densité spectrale de puissance
LC	Ligne d'état caractéristique
LR	Ligne de Rupture
MSF	facteur de correction de magnitude
PGA	Accélération maximale du sol
PSA	Pseudo-accélération absolue
SPT	Essai au pénétromètre au carottier

ALPHABET GRECQUE

$\bar{\varepsilon}_v^p$	Déformation volumique plastique moyenne
χ	Facteur de pondération de la montée de pression interstitielle effective
Δu	Montée de pression interstitielle
ε_v^e	Déformation volumique élastique

ε_v^p	Déformation volumique plastique
η	Amortissement hystérétique
γ	Distorsion
γ_{max}	Distorsion maximale
ν	Coefficient de Poisson
ω	pulsation
ϕ	Déformée modale en déplacement
ρ	Masse volumique
σ'_v	Contrainte verticale effective
$\sigma_{\varepsilon_v^p}$	Écart-type de déformation volumique plastique
σ_γ	Écart-type du processus
σ_v	Contrainte verticale totale
τ	Contrainte de cisaillement
ξ	Amortissement réduit

ALPHABET LATINE ET AUTRES SYMBOLES

a_{max}	Accélération maximale
C_1^b	Premier paramètre du modèle de Byrne
C_1^s	Premier paramètre du modèle de Sawicki
C_2^b	Deuxième paramètre du modèle de Byrne
C_2^s	Deuxième paramètre du modèle de Sawicki
D_r	Densité relative
E_r	Module de décharge-recharge
f_1	Première fréquence propre
G_{max}	module de cisaillement maximal
M	Constante du module de décharge-recharge
M_w	Magnitude de moment

N_{cycles}	Nombre de cycles équivalents
p'	Contrainte effective moyenne
p_s	Premier facteur de pic
p_i	Facteur de participation du mode i
q_s	Second facteur de pic
r_u	Taux de montée de pression interstitielle
R_γ	Facteur de pondération de la distorsion effective
T_f	Durée de la phase forte
u_h	Déplacement dans la direction horizontale
u_v	Déplacement dans la direction verticale
V_s	Vitesse des ondes de cisaillement
$(N_1)_{60}$	la résistance à la pénétration corrigée, résultat d'un essai SPT
$E()$	Espérance mathématique
G	module de cisaillement
g	Accélération de pesanteur
N	Nombre de cycles
p	Contrainte totale moyenne
q	Déviateur de contrainte
u	Pression interstitielle

Chapitre 1

Introduction générale

1.1 Contexte général de la thèse

La performance des sols de fondations et des ouvrages en terre comme les barrages ou les digues durant les séismes est fortement influencée par le comportement des sols qui les constituent. L'une des problématiques rencontrées dans ce domaine est la liquéfaction des sols. Elle est due à la montée de pression interstitielle dans les sols saturés. Des tassements induits peuvent également se produire.

Dans ce cadre et suite à certaines observations historiques de dommages attribués à la liquéfaction (par exemple : à Niigata, Japon en 1964, en Alaska , États-unis en 1964, à San Fernando, États-unis en 1971 et à Tohoku, Japon en 2011), des études approfondies sur les mécanismes sous-jacents ont conduit à proposer des méthodes entièrement empiriques (Seed et al. 1971 [98]) et couramment utilisées dans l'ingénierie pour prédire la liquéfaction et estimer ses effets. Ces approches, malgré leurs limitations d'utilisation, procurent des marges à la conception. Pour obtenir des évaluations plus fines, on a recours à des calculs transitoires non linéaires en contraintes effectives. Ces calculs sont des calculs sophistiqués dans lesquels la loi de comportement du sol est modélisée finement pour mettre en évidence les montées de pression interstitielle. Ces calculs sont coûteux en termes de temps et de compétences numériques et nécessitent de nombreuses données d'entrée. En revanche, on ne dispose pas de méthodes intermédiaires entre les approches simplifiées et celles complexes et coûteuses. L'objet de ce travail de recherche est d'élaborer une méthodologie intermédiaire pour étudier le risque de liquéfaction sous séisme. Cette méthode doit être simple à utiliser et bien représenter les phénomènes et les aspects non-linéaires d'une réponse sismique.

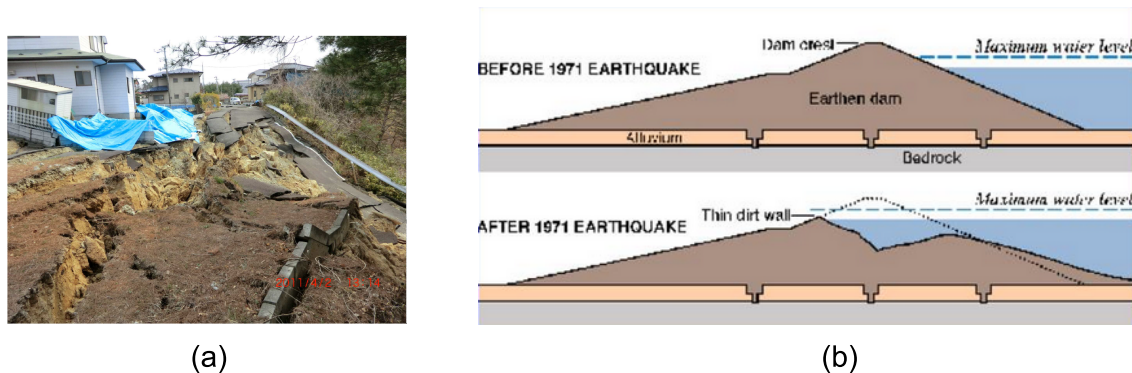


FIGURE 1.1 Exemples d’effets de liquéfaction : a) Rupture de la terre durant le séisme de Tohoku 2011 (Noda et al., (2017) [78]) ; b) Effondrement du barrage San Fernando 1971.

1.2 Objectif de la thèse

L’objectif principal de ce travail de thèse, financé par EDF-DI-TEGG , est le développement d’une méthode d’ingénierie capable de simuler la réponse dynamique des sols de fondations d’ouvrages et de structures en terre, telles que les remblais (Figure 1.1 a), les levées et barrages en terre (figure 1.1 b) soumis à des tremblements de terre. En particulier, l’évaluation et la quantification du risque de liquéfaction et des tassements induits sont largement traitées.

Une telle approche permet d’améliorer significativement les analyses de réponse de sol, la prédiction du risque de liquéfaction sismo-induit. Elle fournit une contribution plus précise et plus économique aux études de réponse et de conception des fondations et des ouvrages.

Cette méthodologie doit répondre aux exigences suivantes :

- (i) Utiliser les connaissances scientifiques sur le comportement cyclique des sols et la propagation des ondes sismiques ;
- (ii) disposer de données d’entrée ayant une signification physique et obtenues à l’aide des outils et des techniques expérimentaux et analytiques généralement disponibles dans la pratique de l’ingénierie géotechnique et parasismique ;
- (iii) être raisonnablement économique et facile à utiliser et manipuler ;
- (iv) être vérifiée avec des études paramétriques et validée par des applications sur des cas tests réels bien documentés.

Autrement dit, la méthode doit être simple à utiliser et suffisamment sophistiquée pour décrire finement les phénomènes importants de la dynamique des sols tel que l’amplification et l’atténuation du mouvement sismique et la liquéfaction du sol. Par conséquent, cette approche doit considérer les propriétés mécaniques des sols qui gouvernent la réponse

sismique et leur évolution due aux non-linéarités et à la dégradation consécutive à la montée de pression interstitielle.

Tout au long de ce travail de thèse, le développement des méthodes et les simulations numériques sont réalisés dans le cadre de la méthode des éléments finis (le logiciel utilisé est "Code Aster" [31]).

Les différentes étapes de cette thèse de doctorat, axée sur la simulation numérique de la liquéfaction dans des structures géotechniques sous chargement sismique, peuvent être résumées comme suit :

- A- **L'état de l'art** sur le comportement des sables sous chargement cyclique et sur les modèles de densification et de liquéfaction existants et pouvant simuler d'une manière fiable les phénomènes.
- B- **Modification d'une approche linéaire équivalente** implémentée dans code Aster et initialement développée par EDF pour calculer la réponse sismique d'un profil de sol en conditions drainées. Cette fonctionnalité est modifiée et étendue dans ce travail de thèse pour calculer la montée de pression interstitielle et considérer son influence sur la réponse sismique.
- C- **Développement d'un outil prédicteur de liquéfaction** permettant de quantifier le taux de montée de pression interstitielle à partir des principales caractéristiques du sol et du signal sismique sans devoir réaliser des calculs complexes.
- D- **Extension de l'approche linéaire équivalente proposée** pour des situations de problèmes 2D, notamment le cas des barrages en remblai. Cette version de la méthode profite de la simplicité et de l'applicabilité du prédicteur pour l'inclure dans une démarche itérative d'un calcul linéaire équivalent.

1.3 Présentation du mémoire

Après ce premier chapitre introductif, ce mémoire est divisé en cinq parties.

Le **chapitre 2** est consacré à l'étude de la loi de comportement des sols sous chargement cyclique et à celle du phénomène de liquéfaction. Il démarre par une description détaillée du comportement expérimental des sols drainés et non drainés sous chargement cyclique, puis présente les principaux modèles de densification des sables et fait une description de deux modèles de densification : celui de Sawicki (1987, 1989) et celui de Byrne (1991). Il définit ensuite le phénomène de liquéfaction et discute des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction existantes. Le modèle de Byrne (1991) est adopté pour étudier le phénomène de densification et calculer les déformations volumiques permanentes. La montée de pression

interstitielle est calculée grâce au modèle de Martin et al. (1975), avec quelques améliorations.

Le **chapitre 3** décrit l'approche « X-ELM » (Extended Equivalent Linear Method) pour modéliser la propagation des ondes sismiques dans la direction verticale dans un cadre linéaire équivalent et en prenant en compte la montée de pression interstitielle. Le modèle de densification de Byrne et la relation de Martin améliorée par Wu, (1996, 2001) [118] [119], sont utilisés pour le calcul de montée de pression interstitielle et implantés dans la méthode linéaire équivalente. L'approche « X-ELM » est validée par comparaison aux résultats expérimentaux de Dobry (1985) [27].

Le **chapitre 4** présente le développement d'un prédicteur qui permet de quantifier la montée de pression interstitielle et le tassement. Pour cela, une courbe unique représentant l'évolution des déformations volumiques au cours des cycles de chargement, indépendante du niveau de distorsion et du type de sol, est établie. Le développement de cet outil est basé sur plusieurs hypothèses dont la plus importante est l'assimilation de la réponse d'un profil de sol en distorsions à un processus aléatoire gaussien à bande étroite. Connaissant la durée de phase forte du signal et la fréquence propre du sol ainsi que sa densité relative, il est possible de prédire directement le tassement et la montée de pression interstitielle dans le modèle étudié.

Le **chapitre 5** traite une application mettant en oeuvre l'approche « X-ELM » et le prédicteur développé au chapitre 4, pour modéliser la réponse des sols sous un séisme réel. Dans ce chapitre, on simule la liquéfaction observée lors du séisme de Tohoku en 2011 au Japon ($M_w = 9.0$) dans la ville d'Urayasu (Baie de Tokyo) : des observations de liquéfaction et des mesures de tassements réalisées par des chercheurs japonais permettent de valider les deux méthodes proposées.

Le **chapitre 6** propose une extension des méthodes à une situation bidimensionnelle. Une démarche linéaire équivalente prenant en compte les effets 2D du modèle et ceux de la montée de pression interstitielle est établie. Elle est utilisée pour étudier la stabilité du barrage d'Aratozawa lors du séisme d'Iwate–Miyagi (14/06/2008) durant lequel un PGA de 1.24 g a été enregistré à la base du barrage. La bonne instrumentation de cet ouvrage (enregistrement de l'accélération en crête, piézomètres distribués verticalement dans le noyau et outils de mesure de tassements), permet la validation de cette approche.

Le mémoire se termine par un chapitre de conclusions et de perspectives.

Chapitre 2

Comportement des sables

2.1 Introduction

L'étude de la propagation des ondes sismiques dans les sols a mis en évidence l'influence de la nature des couches géologiques sur les caractéristiques du mouvement sismique en surface (Semblat et Pecker, 2009 [101]). Au passage de ces ondes, les propriétés rhéologiques des couches peu consolidées et proches de la surface se dégradent en fonction du temps et du niveau de la sollicitation. Cette dégradation représente le comportement non linéaire des sols sous chargement sismique qui peut se manifester sous différentes formes :

- Pour un sol pulvérulent et sec, un réarrangement des grains conduit à des déformations irréversibles et à une dissipation de l'énergie des ondes transmises.
- Pour un sol non cohésif et saturé, la pression interstitielle croît en entraînant une liquéfaction et une perte de rigidité.

L'étude du comportement des sols sous chargement cyclique et du phénomène de liquéfaction, qui constitue l'objet de ce chapitre, apparaît donc comme une étape essentielle de notre recherche.

2.2 Comportement des géo-matériaux en fonction du niveau de distorsion

Des essais de laboratoire tels que les essais triaxiaux cycliques et de cisaillement simple cycliques sur différents échantillons de sol montrent une dégradation du module de cisaillement et une augmentation de l'amortissement à des niveaux élevés de distorsion ([40], [99]). Ces modifications des propriétés du matériau contrôlent le contenu en amplitude et en fré-

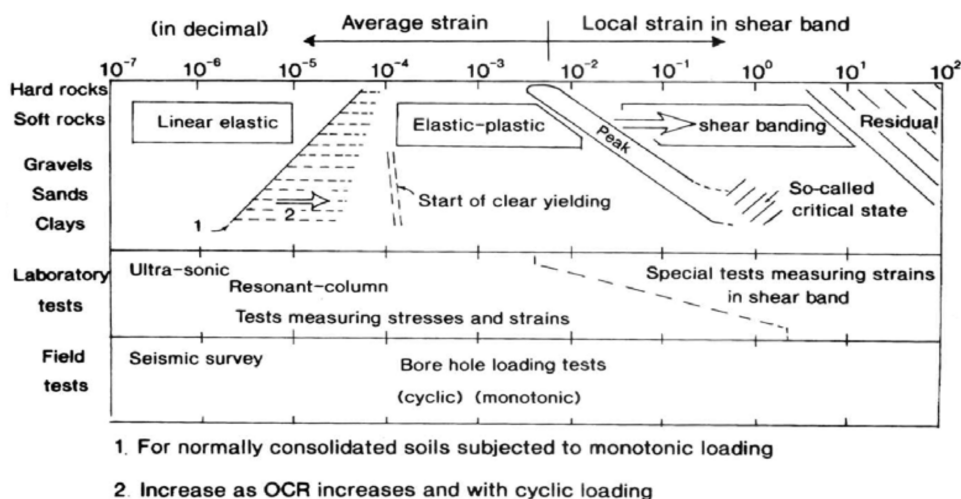


FIGURE 2.1 Comportement des géomatériaux en fonction du niveau de déformation (Tatsuoka, 1992) [106]).

quence des mouvements sismiques transmis, et doivent être considérées dans les relations constitutives non-linéaires pour modéliser d'une façon réaliste la réponse du sol.

Depuis la fin des années 1960, une attention considérable a été portée au développement des lois de comportement des sols. De nombreux modèles de comportement ont été proposés mais le débat persiste toujours sur la précision de ces modèles. Comme indiqué par Chandrakant Desai : *les modèles de sol sont comme les religions. Tout le monde croit en la sienne, mais ne croit pas dans celle des autres.* (Pyke, 2004) [85]).

Le comportement des sols est très fortement non-linéaire, irréversible et dépendant de niveaux de déformation subis (Tatsuoka, 1992) [106]). La figure 2.1 illustre le comportement mécanique des matériaux sous différents niveaux de distorsion et les essais de laboratoire et in-situ à effectuer pour pouvoir identifier les mécanismes de ces comportements. Les matériaux exhibent un comportement « quasi » élastique en très petites déformations, puis élasto-plastique et plastique à moyennes et grandes déformations pour enfin atteindre des phénomènes de rupture locale par cisaillement à très grandes déformations.

En général, pour modéliser le comportement cyclique non linéaire du sol, on a recours à deux approches : le modèle linéaire équivalent en contrainte totale (cf. 3.4) ou un modèle non linéaire (en contrainte totale ou effective). L'approche linéaire équivalente se ramène à un calcul linéaire élastique avec un module de cisaillement et un amortissement équivalents exprimés en fonction de la déformation de cisaillement effective. Cette approche a l'avantage de la simplicité mathématique et de la préservation du principe de superposition, mais présente l'inconvénient de mauvaises prévisions à grandes déformations et de l'incapacité à modéliser la déformation plastique et/ou la rupture (Borja et al. (2000) [12]). D'autre

part, les modèles non-linéaires cycliques ont la capacité de représenter le développement de la déformation et la dégradation du sol d'une manière transitoire. Ces approches en contraintes effectives fournissent les variations de pression interstitielle et leur impact sur le développement des déformations, ce qui représente un avantage important des modèles non linéaires cycliques sur les modèles linéaires équivalents (Kramer, 1996) [65]).

2.3 Comportement expérimental des sables drainés / non drainés au laboratoire sous chargement de cisaillement cyclique

Sous un chargement cyclique drainé, les matériaux granulaires comme les sables se densifient au cours des cycles successifs. Ce mécanisme de densification, résultant des glissements et roulements entre grains, est contrôlé à la fois par les propriétés de contractance et de dilatance des matériaux et par les caractéristiques de la sollicitation.

Le comportement non drainé d'un sable saturé correspond au cas où l'eau interstitielle n'est pas évacuée. C'est le cas où les sollicitations sont à vitesses suffisamment élevées, typiques de celles rencontrées lors des séismes. Sous ces conditions, des surpressions interstitielles se développent au cours des cycles de chargement, faisant progressivement diminuer la contrainte moyenne effective. Au bout d'un certain nombre de cycles, cette contrainte effective finit par s'annuler. Des grandes déformations peuvent alors apparaître.

Les propriétés de contractance et de dilatance des matériaux granulaires caractérisent les déformations volumiques irréversibles développées et contrôlent la réponse mécanique des sols. Elles sont directement reliées à l'état initial d'un sol, exprimé principalement par sa densité relative et son état de contrainte initial appliqué.

Nous présentons tout d'abord quelques éléments relatifs aux comportements des sables drainé et non drainé, suivis d'une description détaillée de l'essai de cisaillement cyclique.

2.3.1 Comportement cyclique drainé

Le concept régissant le comportement des sables sous des chargements cycliques est l'état caractéristique. Cet état introduit par Luong (1980) [69] définit l'état du matériau à son passage d'un comportement contractant à un comportement dilatant. Dans un plan (p , q) pour les chemins des contraintes, (p étant la contrainte moyenne totale et q le déviateur des contraintes), l'état caractéristique se représente par une droite LC de pente indépendante de l'indice de vides initial [69] et insensible à la granulométrie (Habib et Luong (1978) [37]).

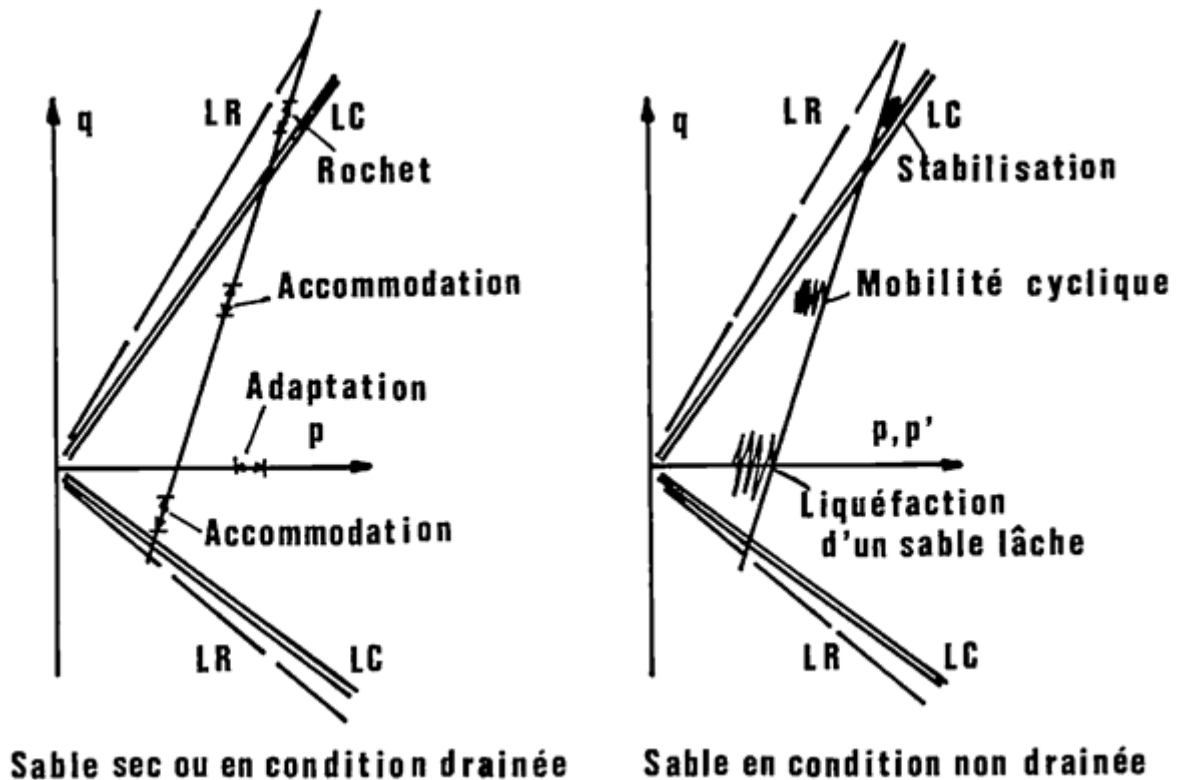


FIGURE 2.2 Critère caractéristique d'après Luong (1980) [69].

La figure 2.2 (gauche) représente dans le plan (p, q) , les domaines des différents types de comportement que l'on peut observer à partir d'un essai cyclique drainé quel que soit le chemin de contraintes suivi. On distingue alors deux domaines :

- Un domaine sub-caractéristique (sous la droite LC) : le comportement du sable est contractant ;
- un domaine sur-caractéristique (entre les droites LC et LR , LR étant la ligne délimitant l'état de rupture) : le comportement du sable est dilatant.

Tant que le chemin de contraintes du chargement reste dans le domaine sub-caractéristique (sous la droite LC), le sable présente un comportement contractant (Canou et al. (2002) [15]). On assiste à une densification continue avec stabilisation du trajet contrainte-déformation sur une boucle d'hystérésis (par accommodation) ou bien un comportement parfaitement élastique (par adaptation) lorsque le nombre N de cycles augmente. Si le seuil caractéristique est dépassé en charge, la déformation irréversible continue à croître. Dans le cas où le chargement est entièrement dans le domaine sur-caractéristique, on n'a pas de stabilisation et les grandes déformations conduisent à la rupture (le rochet). La figure 2.3 représente un exemple de réponse d'un essai triaxial cyclique drainé, à amplitude de rapport de contraintes

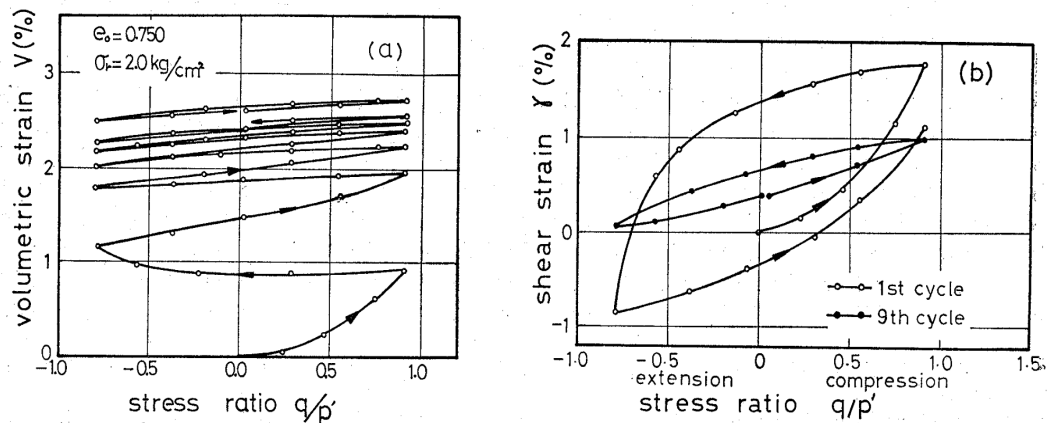


FIGURE 2.3 Réponse d'un essai cyclique drainé sur un sable lâche (Tatsuoka et Ishihara (1974) [105]).

q/p' conduisant à une stabilisation. La figure 2.3 (a) montre que la variation de volume est maximale durant le premier cycle et diminue après pour atteindre un état stable. La boucle d'hystérésis du premier cycle (Figure 2.3 (b)) est la plus importante ; après 9 cycles de chargement, les boucles sont trop petites indiquant un comportement élastique (stabilisation) (Tatsuoka et Ishihara (1974) [105]).

2.3.2 Comportement cyclique non drainé

Les variations de volume d'un sable se traduisent en condition non drainée par une accumulation de pression interstitielle. La figure 2.2 (droite) montre les types de comportement observés suivant les différentes zones du plan (p', q) en condition non drainée. Selon Luong (1980) [69], la liquéfaction vraie (au sens d'annulation des contraintes effectives) ne peut avoir lieu que lors des cisaillements non drainés alternés de part et d'autre du déviateur nul. Ce phénomène est donc caractérisé par une perte importante et brutale de la résistance au cisaillement d'un massif de sol sous chargement monotone ou cyclique, quasi-statique ou dynamique (Casagrande (1976) [16], Castro et Poulos (1977) [17], Sladen et al. (1985) [103]).

On distingue essentiellement deux types de comportement non drainé sous chargement cyclique : la mobilité cyclique correspondant au cas des sables denses et la liquéfaction vraie correspondant aux sables lâches. L'apparition de l'un ou de l'autre mécanisme dépend principalement de la densité relative du sable et de la contrainte de consolidation.

Les deux doivent être considérés lors de toute évaluation de risque de liquéfaction. En réalité, la liquéfaction se produit beaucoup moins fréquemment que la mobilité cyclique mais ses effets sont généralement beaucoup plus désastreux.

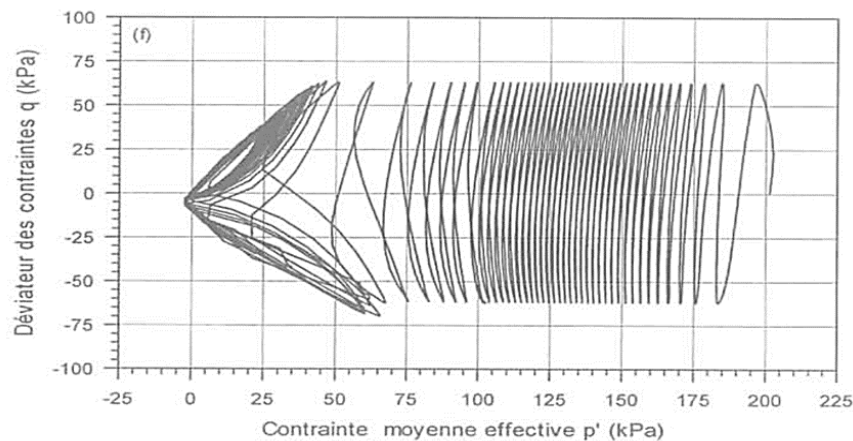


FIGURE 2.4 Mobilité cyclique d'un sable dense (Canou et al. (2002) [15]).

Les deux phénomènes se distinguent par le mode de rupture. Dans le cas de la liquéfaction vraie, la rupture est produite par une importante perte de la résistance au cisaillement. Dans le cas d'une mobilité cyclique une accumulation de déformations significatives induit la rupture.

On parle de mobilité cyclique lorsqu'un sable dense est soumis à un chargement cyclique alterné donné en condition non drainée. Comme le montre la figure 2.4, chaque cycle de chargement réduit davantage la contrainte moyenne effective par suite de l'augmentation de la pression interstitielle. Lorsque l'état de contrainte franchit le seuil caractéristique, le chemin de contraintes moyennes effectives remonte suivant la droite caractéristique jusqu'au prochain déchargement. A chaque passage dans le domaine dilatant en recharge, l'échantillon regagne de la résistance, limitant ainsi les déformations résultantes. Le terme "mobilité cyclique" provient du caractère répétitif du mécanisme en produisant d'une façon séquentielle et limitée de grandes déformations (Canou et al. (2002) [15]). Notons que la droite caractéristique de Luong [69] coïncide avec la droite de changement de phase définie par Ishihara et al. (1975) [54].

2.3.3 Essai de cisaillement simple cyclique

Dans cet essai, un échantillon de sable sec est soumis à un chargement de cisaillement simple cyclique à distorsion constante (figure 2.5). La déformation volumique est mesurée par la variation relative de la hauteur $\varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h}$. La réponse typique de cet échantillon de sable est illustrée en figure 2.6. Comme on le constate généralement dans le cadre de l'élastoplasticité, la déformation volumique observée à la figure 2.6 est la somme d'une composante plastique irréversible ε_v^p et d'une composante élastique réversible ε_v^e [91]. Comme la partie élastique

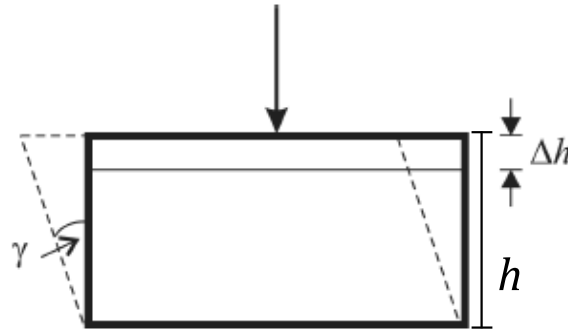


FIGURE 2.5 Schéma du concept de l'essai de cisaillement simple cyclique (Sawicki et al. (2014) [88]).

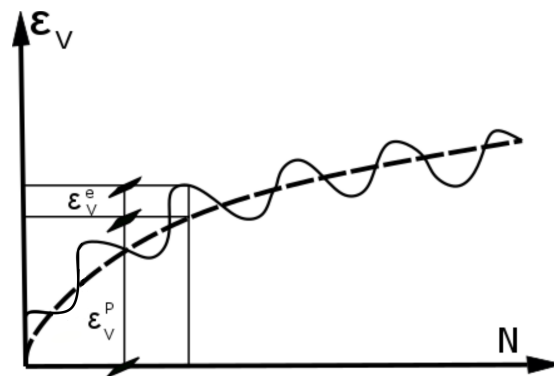


FIGURE 2.6 Densification d'un sable sec durant un essai de cisaillement simple cyclique (Sawicki et al. (1989) [91]).

peut être déterminée en appliquant la théorie de l'élasticité, ce type d'essais nous permet de déterminer les déformations volumiques irréversibles ε_v^p engendrées. Certains auteurs tels que Silver et Seed (1971) [102], Martin et al. (1975) [71] ou Sawicki et al. (1989, 2006) [91] [92] ont réalisé de tels essais de cisaillement simple cyclique pilotés en distorsion. Ces essais mettent en évidence le rôle prépondérant des distorsions dans la densification des sables (Figure 2.7). Les déformations volumiques sont d'autant plus grandes que la distorsion imposée est grande.

Un autre ensemble d'essais traite le comportement cyclique d'échantillons de sable saturés soumis à une amplitude de contrainte de cisaillement constante, en condition non drainée. Une réponse typique est montrée sur la figure 2.8.

Un échantillon est cisailé uniformément à une contrainte de cisaillement d'amplitude constante τ_0 . Comme le drainage est empêché, une montée de pression interstitielle a lieu lors de la densification du matériau, comme le montre la figure 2.8(c). Après un certain nombre de cycles de chargement, la valeur de la pression interstitielle s'approche de la valeur

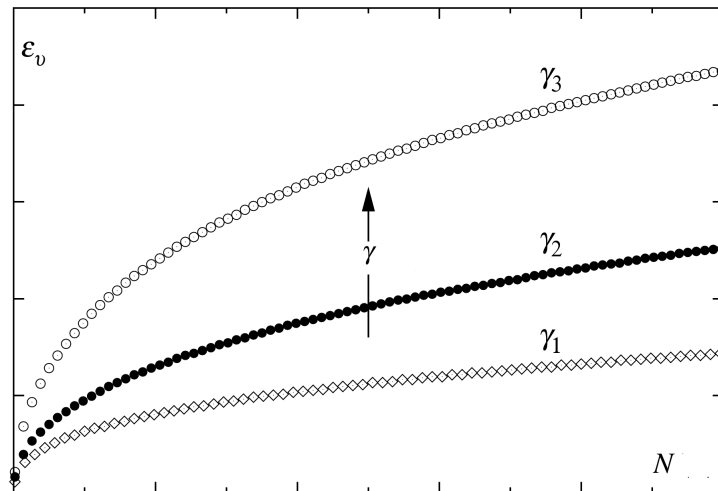


FIGURE 2.7 Courbes expérimentales de densification sous différents niveaux de distorsion imposés ($\gamma_1 < \gamma_2 < \gamma_3$) (Sawicki et al. (1989) [91]).

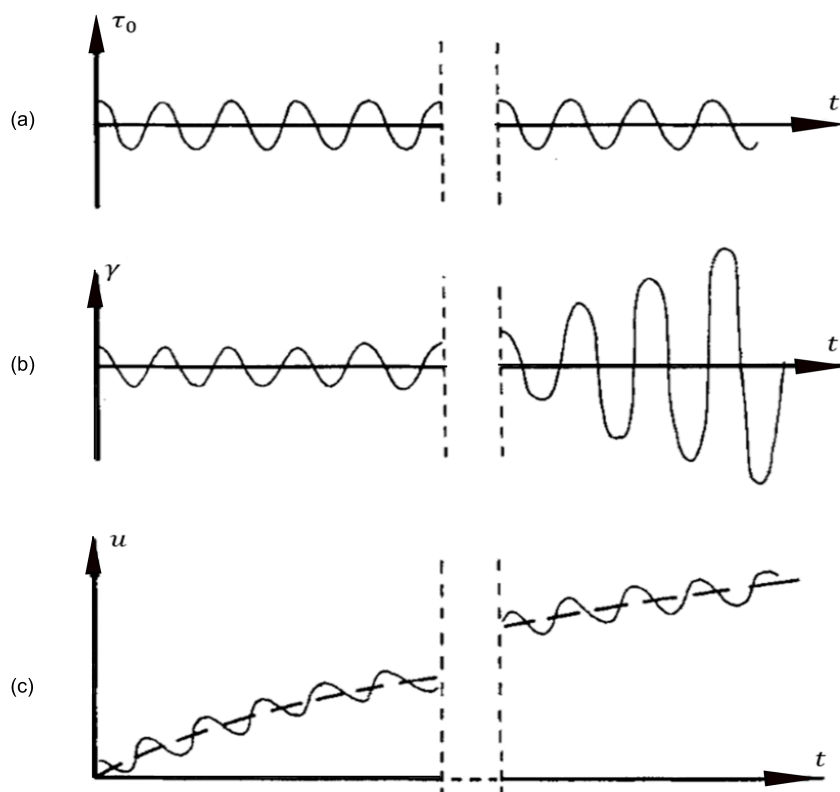


FIGURE 2.8 Génération de la pression intersitielle durant un essai de cisaillement simple cyclique non drainé (Sawicki et al. (1989) [91]).

de la contrainte effective verticale, sachant que la contrainte totale verticale est maintenue constante durant l'essai. Simultanément, la déformation de cisaillement cyclique augmente (Figure 2.8(b)), ce qui signifie que la résistance au cisaillement d'un échantillon de sable saturé diminue. Dans le cas extrême, lorsque la valeur de la pression interstitielle atteint la valeur de la contrainte verticale effective initiale, la liquéfaction se produit.

D'après ces deux types d'essais, on peut tirer les conclusions suivantes :

- La déformation volumique plastique d'un échantillon de sable soumis à un cisaillement cyclique dépend de l'amplitude de la distorsion imposée ;
- Sous des conditions non drainées, un cisaillement cyclique entraîne la montée de pression interstitielle dans l'échantillon de sable et réduit sa résistance au cisaillement et son module de cisaillement G .

Ces conclusions sont conformes aux travaux de Silver et Seed (1971) [102], Hardin et Drnevich (1972) [40], Tokimatsu et Seed (1982) [99] et Oztoprak et Bolton (2013) [80] sur la dépendance du module de cisaillement G à la pression effective moyenne $p' = p - \Delta u$ (cette contrainte effective moyenne diminue avec la montée de pression interstitielle) et à la déformation de cisaillement γ .

Nous avons donné ici quelques notions qui permettront de mieux comprendre le cadre dans lequel s'inscrit l'étude du comportement des sables sous chargement cyclique, ainsi que les concepts clefs à l'origine de la modélisation de la liquéfaction. Nous allons maintenant restreindre l'étude au phénomène de densification des sables lâches sous sollicitation cyclique et à la modélisation de la génération de la pression interstitielle.

2.4 Modèles de densification des sables

Il s'agit de modèles quantifiant les déformations irréversibles grâce à des essais expérimentaux effectués sur un sable donné. Ils relient d'une manière semi-empirique ou empirique les déformations irréversibles au champ sollicitant en distorsion. Ils prennent alors en compte les paramètres essentiels régissant les variations de volume : la densité relative et l'état initial de contraintes du sol ainsi que le niveau de distorsion imposée. Des modèles de ce type existent et ont été notamment proposés par Cuellar et al. (1977) [21], Sawicki et al. (1987, 1989) [90] [91] et Byrne (1991) [13].

Cuellar et al. (1977) [21] proposent une modélisation s'appuyant sur la théorie endochronique proposée par Bazant et Krizek (1976) [5]. En se plaçant dans le cadre de l'hypoélasticité, ils introduisent une variable rendant compte du réarrangement irréversible des grains.

Sawicki (1987) [90] et Byrne (1991) [13] ont développé chacun un modèle de ce type. Le grand avantage de ces deux modèles est qu'ils permettent de suivre l'évolution des déformations volumiques et représentent le phénomène de densification des sables responsable de l'accumulation des tassements et de la montée de pression interstitielle dans un sol sableux sous séisme. Un autre avantage est que les seules données nécessaires pour leur définition sont issues des résultats SPT (Essais au pénétromètre standard) ou bien de la densité relative du sol. Par la suite, nous détaillerons ces deux modèles puis nous choisirons celui le mieux adapté à notre étude.

2.4.1 Modèles semi-empiriques de densification des sables de Sawicki et de Byrne

Martin et al. (1975) [71] ont réalisé des essais de cisaillement simple cyclique pour tracer l'évolution des déformations volumiques en fonction du nombre de cycles sous différents niveaux de distorsion. Les résultats de ces essais ont été repris séparément par Sawicki et al. (1987) [90] et Byrne (1991) [13] pour proposer deux modèles semi-empiriques représentatifs de la densification des sables sous cisaillement cyclique. Nous présentons dans cette partie les deux modèles, leurs formulations et le calage de leurs paramètres pour pouvoir sélectionner, par comparaison, le modèle approprié.

2.4.1.1 Modèle de Sawicki (1987-1989)

Sawicki et al. (1987) [90] proposèrent un modèle qui permet d'étudier le phénomène de densification d'un sable sec ou saturé en conditions drainées, ainsi que la montée de pression interstitielle en conditions non drainées (Sawicki et al. 1989 [91]).

La densification peut être définie comme la variation relative de la porosité dans un échantillon de sable sous un chargement cyclique (2.1) :

$$\Phi + \Delta = \frac{n_0 - n}{n_0} \quad (2.1)$$

où Φ représente la partie irréversible de la variation de porosité, à laquelle on s'intéresse par la suite, et Δ représente la partie élastique de cette variation. n_0 représente la porosité initiale du sable et n la porosité après N cycles de chargement.

. Pour la partie réversible Δ :

Sawicki décompose cette partie en un terme ap^s exprimant la variation de porosité élastique du squelette des grains et un autre bp^f dédié à la variation de la compressibilité du fluide,

$$\Delta = ap^s + bp^f \quad (2.2)$$

$$\text{Avec } a = \frac{1-n_0}{n_0} k_s \text{ et } b = \frac{1-n_0}{n_0} \left(\frac{1-n_0}{n_0} k_s - k_f \right)$$

avec p^s et p^f les pressions partielles moyennes des parties solide et fluide respectivement, n_0 la porosité initiale, $k_s = \frac{3(1-2\nu)}{E}$ la compressibilité élastique du sol et k_f la compressibilité du fluide.

. Pour la partie irréversible Φ :

La partie irréversible de la variation relative de porosité est mesurée et considérée comme la réduction irréversible du volume induite par le réarrangement des grains. D'où la relation qui relie cette composante de la porosité relative aux déformations volumiques plastiques ε_v^p :

$$\Phi = \frac{1-n_0}{n_0} \varepsilon_v^p \quad (2.3)$$

Le concept de base du modèle de Sawicki est résumé en figure 2.9. A partir des courbes d'évolution de déformations volumiques plastiques ε_v^p au cours des cycles de chargement N pour différentes valeurs de distorsion, inspirées des essais de cisaillement simple cyclique réalisés par Martin et al. (1975) [71] (Figure 2.9 gauche), Sawicki et al. ont eu l'idée de construire une courbe unique représentant le lien entre le niveau de distorsion, le nombre de cycles et les déformations volumiques produites (Figure 2.9 droite). Cette courbe unique est construite en exprimant la partie irréversible de la porosité relative Φ en fonction des déformations volumiques selon l'équation (2.3) en fonction d'une mesure du ré-arrangement Z des grains proportionnelle à la valeur du produit du deuxième invariant des déformations de cisaillement cyclique sous sa forme quadratique $J = 1/4 \gamma_0^2$ (γ_0 étant l'amplitude du chargement en distorsion) et du nombre de cycles de déformation de cisaillement N : $Z = \frac{1}{4} \gamma_0^2 N$.

Cette courbe unique peut être présentée analytiquement comme suit :

$$\Phi = C_1^s \ln(1 + C_2^s Z) \quad (2.4)$$

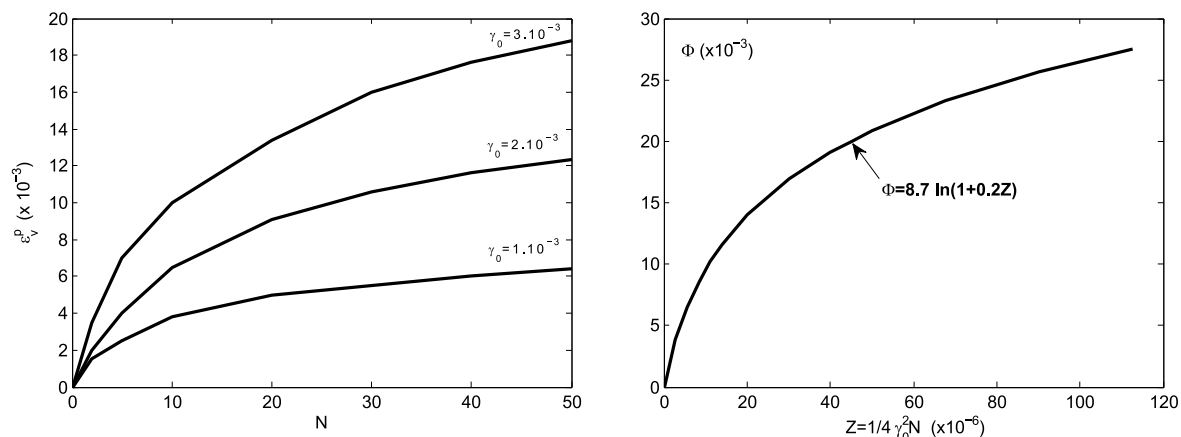


FIGURE 2.9 Mise en évidence d'une courbe de densification commune du sable Crystal silica ($D_r = 45\%$) : (gauche) courbes de déformations volumiques pour différents niveaux de distorsion issues des essais de Martin et al. (1975) [71] et (droite) courbe unique proposée par le modèle de Sawicki (Sawicki et al. (1987) [90]).

où C_1^s et C_2^s sont les paramètres du modèle, fonctions du sable et de sa densité relative initiale donnée. D'après les travaux de Sawicki et al. (2014) [88], la courbe unique de la figure 2.9 représente une bonne approximation des données expérimentales pour un nombre de cycles relativement petit, $N < 100$. Par conséquent, cette formule est applicable en génie parasismique.

A partir des équations (2.3) et (2.4), on peut déduire la variation de la déformation volumique plastique durant un cycle :

$$\Delta \varepsilon_v^p = e_0 C_1^s C_2^s J \exp\left(-\frac{\varepsilon_v^p}{e_0 C_1^s}\right) \quad (2.5)$$

Avec $e_0 = \frac{n_0}{1-n_0}$ l'indice de vide initial. Les paramètres C_1^s et C_2^s dépendant de l'état initial du sol sont à déterminer par des essais de cisaillement cycliques (Sawicki et al. (2007) [93]).

Ce modèle a été utilisé par Vincens (1999) dans ces travaux de thèse [114] pour estimer les tassements sismo-induits dans des sols secs ou saturés drainés sous sollicitation sismique.

2.4.1.2 Modèle de Byrne (1991) : modèle de densification sélectionné

En se basant sur les essais effectués par Martin et al. (1975) [71] présentés sur la figure 2.9 (gauche), Byrne proposa une formulation à deux paramètres qui couple la distorsion cyclique appliquée à la déformation volumique plastique.

Les incréments des déformations volumiques $\Delta \varepsilon_v^p$ sont tracés en fonction des déformations volumiques cumulées ε_v^p pour chaque niveau de distorsion imposée (Figure 2.10 (a)),

et puis normalisées par leur niveau de distorsion pour obtenir la courbe unique illustrée sur la figure 2.10 (b). Cette courbe peut être représentée analytiquement par la formulation empirique suivante :

$$\frac{\Delta \varepsilon_v^p}{\gamma} = C_1^b \exp(-C_2^b \frac{\varepsilon_v^p}{\gamma}) \quad (2.6)$$

où C_1^b et C_2^b sont les paramètres du modèle. C_1^b contrôle la variation du volume et C_2^b la forme de cette variation cumulée au cours des cycles. Le premier paramètre C_1^b est calculé à partir de la courbe présentée en figure 2.10 (b), par la relation :

$$C_1^b = \frac{\Delta \varepsilon_{v \text{ cycle } 1}^p}{\gamma} \quad (2.7)$$

Le deuxième paramètre C_2^b est relié à C_1^b par la relation suivante : $C_2^b = \frac{0.4}{C_1^b}$. Par conséquent, le modèle est considéré comme un modèle à un seul paramètre.

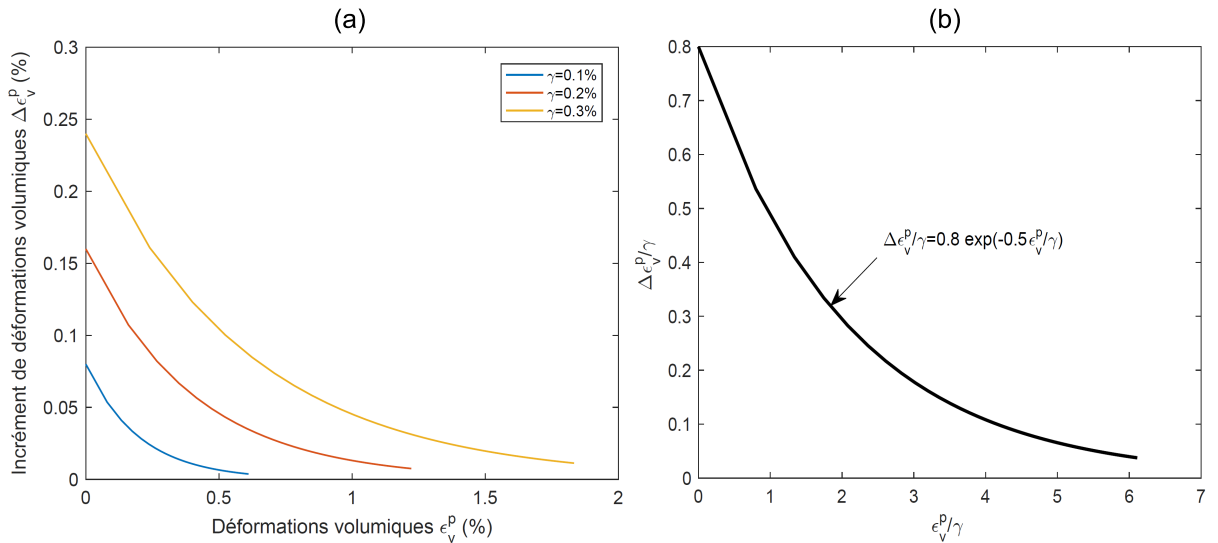


FIGURE 2.10 (a) Variation de l'incrément de déformations volumiques plastiques selon les déformations plastiques et la distorsion appliquée pour un sable Crystal Silica de densité relative égale à 45%, (b) courbe unique reliant l'incrément des déformations volumiques plastiques et les déformations volumiques plastiques pour ce même sable (courbes inspirées de Byrne (1991) [13]).

On constate expérimentalement que le cumul de déformations après 15 cycles est cinq fois plus grand que celui obtenu après le premier cycle, ce qui justifie un calcul de C_1^b à partir de $(\varepsilon_v)_{15}$.

TABLEAU 2.1 Valeurs des paramètres C_1^b et C_2^b en fonction de la densité relative.

Densité relative D_r (%)	$\frac{\varepsilon_{v15}^p}{\gamma}$	C_1^b	C_2^b
45	2.8	0.56	0.71
60	1.2	0.24	1.66
80	0.65	0.13	3.08

TABLEAU 2.2 Valeurs des paramètres C_1^b et C_2^b en fonction des résultats SPT $(N_1)_{60}$.

Résultats SPT $(N_1)_{60}$	$\frac{\varepsilon_{v15}^p}{\gamma}$	C_1^b	C_2^b
5	5	1	0.4
10	2.5	0.5	0.8
20	1	0.2	2
30	0.6	0.12	3.33
40	0.3	0.06	6.66

En utilisant la relation reliant le niveau de déformations après 15 cycles et la densité relative proposée par Seed et Silver (1971) [102], Byrne [13] propose une relation pour déterminer C_1^b à partir de la densité relative D_r du sol (en %) :

$$C_1^b = 7600(D_r)^{-2.5} \quad (2.8)$$

Partant de la relation obtenue par Tokimatsu et Seed (1987) [108] entre $(\varepsilon_v)_{15}$ et le résultat d'un essai SPT, il est possible (d'après Byrne [13]) d'exprimer le paramètre C_1^b en fonction de $(N_1)_{60}$:

$$C_1^b = 8.7((N_1)_{60})^{-1.25} \quad (2.9)$$

Les tableaux 2.1 et 2.2 montrent respectivement quelques valeurs de ces paramètres obtenues selon la densité relative et les résultats de tests SPT.

2.4.2 Comparaison entre les deux modèles : modèle de Sawicki (1987-1989) et modèle de Byrne (1991)

Le tableau 2.3 fait une comparaison entre les deux modèles de Sawicki et de Byrne.

Les deux modèles sont construits en se basant sur les mêmes données expérimentales issues d'essais de cisaillement simple réalisés par Martin et al. (1975) [71] sur un sable

	Modèle Sawicki	Modèle Byrne
<i>Paramètres</i>	C_1^s, C_2^s	C_1^b, C_2^b
<i>Calage des Paramètres</i>	C_1^s, C_2^s sont calés à partir des essais de cisaillement simple cyclique (calage expérimental)	C_1^b, C_2^b sont calés à partir des densités relatives des matériaux ou des résultats SPT (calage empirique)
<i>Déformations volumiques $\Delta \epsilon_v^p$</i>	$e_0 C_1^s C_2^s J \exp(-\frac{\epsilon_v^p}{C_1^s e_0})$	$C_1^b \gamma \exp(-C_2^b \frac{\epsilon_v^p}{\gamma})$

TABLEAU 2.3 Comparaison des deux modèles de Byrne et de Sawicki.

de type Crystal Silica de densité relative 45% (Figure 2.9 (gauche)). Les deux modèles se différencient par la formulation empirique proposée et la méthode employée pour caler leurs paramètres.

Chaque modèle requiert l'identification des paramètres dépendant du matériau et de sa densité relative. Sawicki et al. (1987, 1989, 2006) [90], [91], [92], ayant le dispositif spécifique pour réaliser des essais de cisaillement cyclique en déformation, ont déterminé les paramètres C_1^s, C_2^s à l'aide des résultats expérimentaux. En revanche, Byrne (1991) [13] a proposé des formulations empiriques pour exprimer les paramètres C_1^b, C_2^b en fonction de la densité relative ou le résultat d'un essai SPT exprimé au travers de $(N_1)_{60}$.

Une étude paramétrique a été menée (Annexe A A.1) pour trouver des corrélations empiriques concernant les paramètres de Sawicki. Nous n'avons pas pu obtenir des relations simples pour calculer ces paramètres. Pour cette seule raison, dans la suite du travail, le modèle de Byrne a été retenu pour la construction de la méthode d'évaluation du risque de liquéfaction.

2.5 La liquéfaction des sables in-situ

2.5.1 Observations et définition de la liquéfaction

Le terme "liquéfaction" a été employé pour la première fois par Hazen (1920) [42] pour décrire et expliquer le mode de rupture du barrage Calaveras en 1918 en Californie, où $700000m^3$ de sol constituant le pied amont du barrage ont été emportés sur une distance de 100 m sans aucune cause apparente. Ce terme a historiquement été utilisé pour expliquer une variété de phénomènes qui impliquent des déformations causées par une sollicitation monotone ou cyclique des sols pulvérulents, non cohésifs et saturés dans des conditions non drainées. L'augmentation continue de la pression interstitielle est une caractéristique de ce phénomène. Elle conduit à une diminution des contraintes effectives régnant dans le sol, et le matériau perd toute sa résistance au cisaillement lorsque, à l'état ultime, la pression interstitielle devient égale à la contrainte effective initiale.

Le problème de la liquéfaction est l'un des sujets les plus importants, les plus intéressants, les plus complexes et les plus controversés de l'ingénierie géotechnique et parasismique. Ses effets catastrophiques ont attiré l'attention des géotechniciens au cours des 35 dernières années. La liquéfaction est la cause sous-jacente de nombreuses défaillances du sol à grande échelle, y compris le glissement du sol et la rupture des géo-structures telles que les barrages fluviaux et les remblais routiers (par exemple, le barrage inférieur de San Fernando pendant le tremblement de terre de San Fernando en 1971, les barrages de Mochikoshi lors du tremblement de terre d'Izu-Ohshim-Kinkai en 1978) (Andrianopoulos et al. (2014) [2]). Les effets les plus importants peuvent être les suivants :

1. Modes de rupture des massifs de sol

- Champ libre : fissures considérables des terrains, tassement vertical et écoulement latéral ;
- Pentes naturelles : affaissement des talus routiers, ce qui conduit à la fissuration de la chaussée et perturbe la circulation ;
- Barrages et digues : instabilité des barrages en terre causant le débordement de l'eau de son réservoir ;
- Ouvrages enterrés : rupture et séparation des conduites enfouies, ce qui met hors service les réseaux d'eau et de gaz et entraîne des risques d'incendie ;
- Fondations et ouvrages d'art : Mouvement latéral des culées et des piles de ponts ainsi que, dans les cas les plus extrêmes, chute du pont (par exemple, la liquéfaction dans le pont Gomyoko durant le séisme Nihonkai-Chubu en 1983 et la rupture du pont Showa durant le séisme de Niigata 1964 [62] (figure 2.11 (d)).

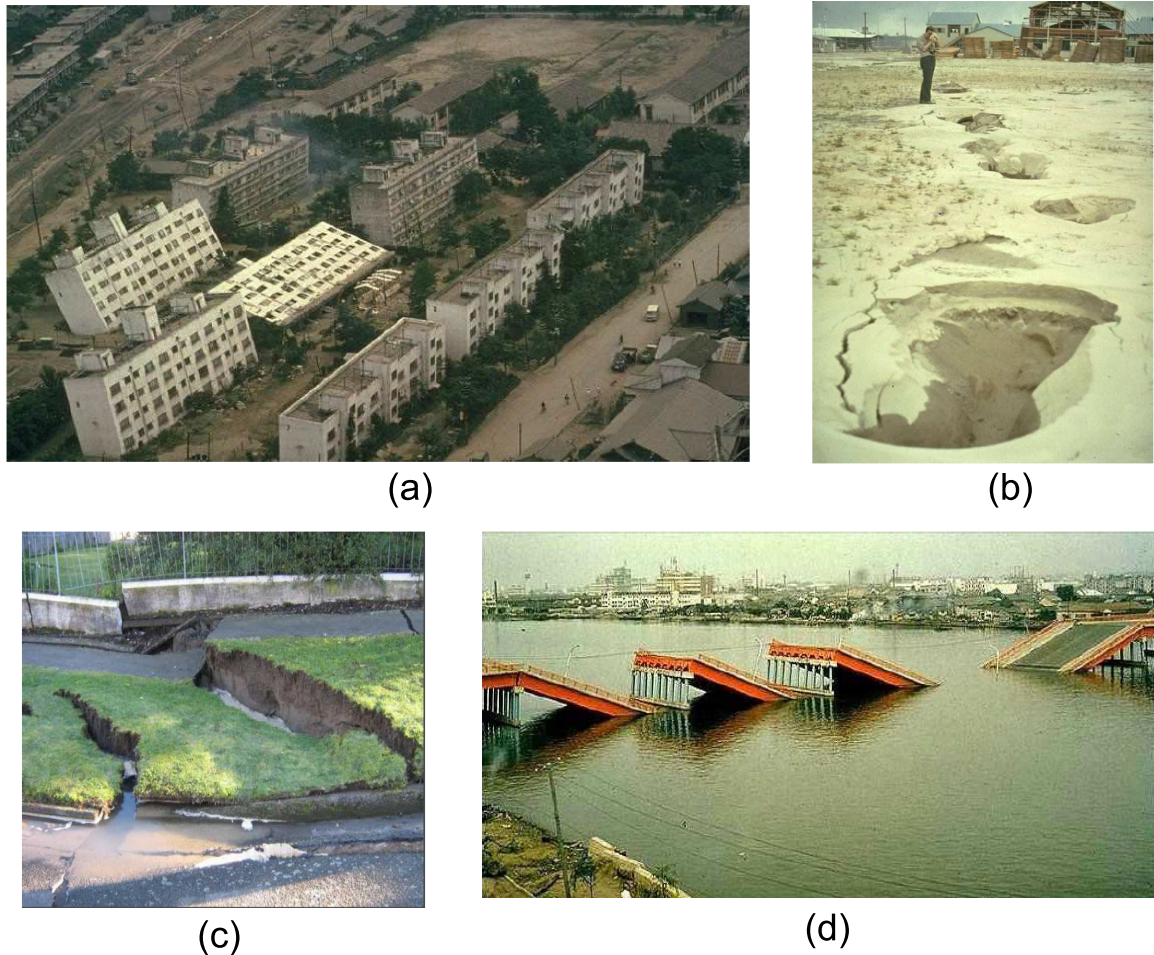


FIGURE 2.11

- a) Inclinaison des bâtiments d'habitation de Kawagishicho à Niigata au Japon en 1964 ($M_w = 7.5$) (photo : National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley), due à la chute de la capacité portante du sol par liquéfaction ;
- b) Volcans de sable et des fissures au sol après le séisme de Niigata en 1964 ;
- c) Rupture superficielle et liquéfaction après le tremblement de terre de Christchurch 2011, Nouvelle Zélande ;
- d) Déplacement latéral et effondrement des fondations du pont Showa après le tremblement de terre de Niigata 1964 [62].

2. Effets de la liquéfaction

- Perte de la capacité de portance : effondrement ou basculement des bâtiments (par exemple l'inclinaison des bâtiments d'habitation de Kawagishicho à Niigata au Japon durant le séisme de Niigata le 16 Juin 1964, de magnitude 7.5) (Figure 2.11 (a))
- Tassement des dépôts de sable et déplacement latéral du terrain (Figure 2.11 (c)) : la densification sous la surface se manifeste à la surface du sol sous forme de tassement. Le tassement induit cause des dommages aux services publics et dans les réseaux ;
- Perte de la résistance au cisaillement : l'instabilité des ouvrages en terre (barrages, digues et talus) se produit lorsque les contraintes de cisaillement requises pour maintenir l'équilibre d'un remblai de sol, dépassent la résistance au cisaillement de ce remblai (Borja (2006) [11], Andrade et al. (2013) [1]).

3. Effets directs et différés

Formation de cratère ou cônes de liquéfaction. Des particules de sable sont transportées à travers des canaux pour former un cône sableux en surface (Figure 2.11 (b)). Le développement de cet effet dépend de nombreux facteurs tels que l'ampleur de l'excès de pression interstitielle, l'épaisseur des couches, la densité et la profondeur de la zone liquéfiable et des couches qui la recouvrent. Ces cratères de sable sont des indicateurs évidents de la montée de pression interstitielle et de l'occurrence de la liquéfaction (Bhattacharya et al. (2011) [9]) ;

4. **Modification du mouvement sismique** (Figure 2.12) : La montée de pression interstitielle générée durant le séisme ramollit le sol. Par conséquent, l'amplitude et le contenu fréquentiel d'un mouvement au rocher ne sont pas transmis à la surface (Kramer (1996) [65]).

2.5.2 Organisation type des études du risque de liquéfaction

La liquéfaction peut produire des dommages sur un site particulier et une évaluation complète des risques de liquéfaction est nécessaire. Une stratégie d'évaluation de ces risques est présentée en figure 2.13.

1. La première étape consiste à vérifier l'obligation réglementaire d'étude de liquéfaction (énergie des ondes générées par le séisme suffisante pour que le phénomène puisse se produire (Javelaud, 2016) [57]) ;

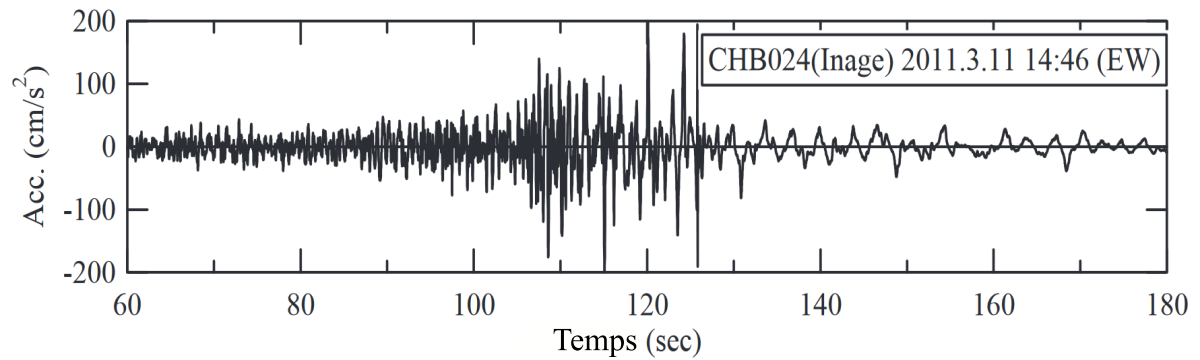


FIGURE 2.12 Accélération en surface libre du sol à Inage, Japon, 2011. Changement spectaculaire du contenu fréquentiel après l'initiation de la liquéfaction à 125-130 sec.

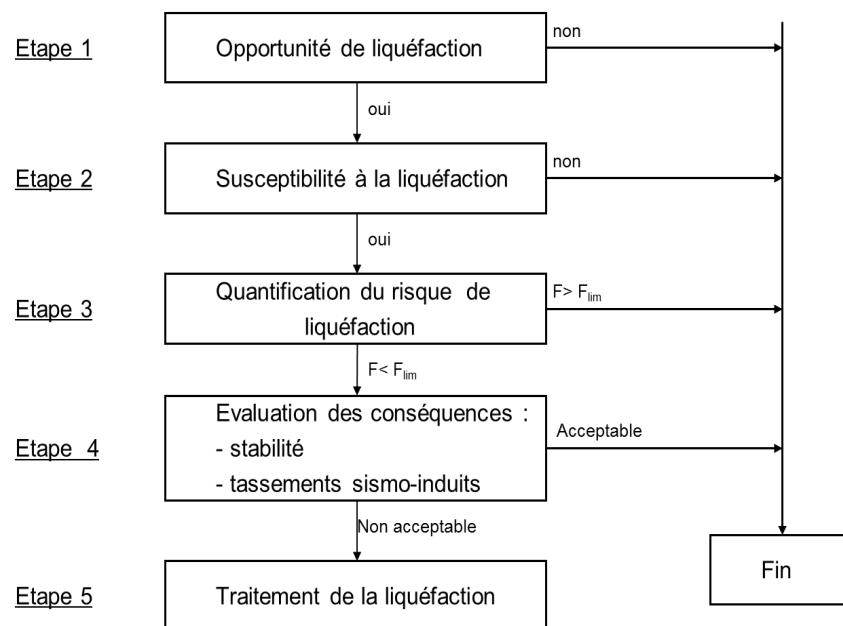


FIGURE 2.13 Organisation schématique des études de risques de liquéfaction (Javelaud (2016) [57]).

2. La deuxième étape consiste à évaluer la susceptibilité du sol à se liquéfier. Si le sol n'est pas sensible à la liquéfaction, les risques de liquéfaction n'existent pas et l'évaluation des risques de liquéfaction est terminée ;
3. Si le sol est susceptible de se liquéfier, l'évaluation du potentiel de liquéfaction est indispensable. Cette troisième étape implique une quantification du risque de liquéfaction soit par des méthodes classiques (méthodes en contraintes totales), soit des méthodes en contraintes effectives totalement ou partiellement couplés (e.g. Pecker et al. 2001 [82]), soit par des modèles comme celui proposé dans ce travail ;
4. Si la liquéfaction est initiée, les effets de liquéfaction sont étudiés pour estimer le degré de dommage en particulier en termes de stabilité, de tassements sismo-induits, de résistance du cisaillement et d'écoulement latéral ;
5. En cas d'endommagement potentiel majeur, des traitements et des améliorations de sol sont à envisager.

2.5.3 Susceptibilité des sols à la liquéfaction

Pour que la liquéfaction se produise, le sol doit être susceptible de se liquéfier. Il y a plusieurs critères permettant de juger cette susceptibilité :

- *Les observations historiques* de la liquéfaction durant les séismes passés peuvent fournir une indication de susceptibilité à la liquéfaction lors de futurs séismes.
- *Les conditions géologiques* peuvent également fournir une bonne indication de la susceptibilité à la liquéfaction, en particulier la distribution granulométrique et la forme des particules : les sols de granulométrie uniforme et constitués de particules arrondies sont les plus sensibles à la liquéfaction. Pendant de nombreuses années, seuls les sables ont été considérés comme sensibles à la liquéfaction (Kramer (1996) [65]). Il est maintenant reconnu que la liquéfaction peut se produire pour une gamme de types de sols plus large. La liquéfaction des limons non plastiques a été observée au cours de plusieurs séismes (Ishihara (1984 [51]), (1985 [52])) mais la base de données de ces observations reste petite par rapport à celle des sables limoneux. Les argiles ne sont pas sensibles à la liquéfaction, bien que certaines puissent présenter un comportement de ramollissement qui se rapproche sous certains aspects de celui des sols liquéfiables.

- *L'état du sol* affecte également sa susceptibilité à la liquéfaction. Cet état est défini par la densité relative du sol et sa contrainte effective de consolidation. La susceptibilité à la liquéfaction est pratiquement reliée au réarrangement des grains : les sols lâches à comportement contractant favorisent l'atteinte de la condition de liquéfaction. Les sables denses à comportement dilatant, sous l'effet des sollicitations, peuvent regagner une certaine résistance et diminuer la pression interstitielle sans atteindre la liquéfaction.

2.5.4 Principales méthodes existantes de quantification du risque de liquéfaction

Différentes approches ont été proposées pour l'évaluation du risque de liquéfaction des sols soumis à des sollicitations sismiques et un certain nombre de modèles constitutifs ont été développés pour simuler la liquéfaction des sols. Cela va des méthodes simplifiées à des méthodes plus complexes impliquant des calculs en contraintes effectives. On peut distinguer :

- Approches simplifiées d'évaluation du potentiel de liquéfaction en contraintes totales ou bien en déformations ; ces approches prédisent la possibilité de déclenchement de la liquéfaction sans fournir d'information sur l'évolution des pressions interstitielles ;
- Méthodes empiriques construites en contraintes effectives visant à traduire les mécanismes fondamentaux provoquant le phénomène de liquéfaction (Habib et Luong (1978) [37] ; Ishihara (1980) [49] ; Martin et al. (1975) [71] ; Iai (1990) [45] ; Ghaboussi (1982) [35])
- Méthodes élastoplastiques qui permettent l'étude du comportement des sols sous chargement cyclique y compris le phénomène de liquéfaction : Hujeux (1985) [44] ; Cambou (1987) [14] ; Yang et al. (2003) [120] ;
- Méthodes spécifiques comme le modèle énergétique de Nemmat-Nasser-Shokooh (1977) [76] et les modèles probabilistes (Liao et al. (1988) [66]).

Dans la suite, nous développons les approches simplifiées utilisées couramment dans l'ingénierie (NCEER [125]) et les modèles construits en contraintes effectives (Ishihara (1980)[49] ; Iai (1990) [45]), notamment le modèle de Martin et al. (1975) [71] et les modèles élasto-plastiques (Hujeux, 1985) [44]).

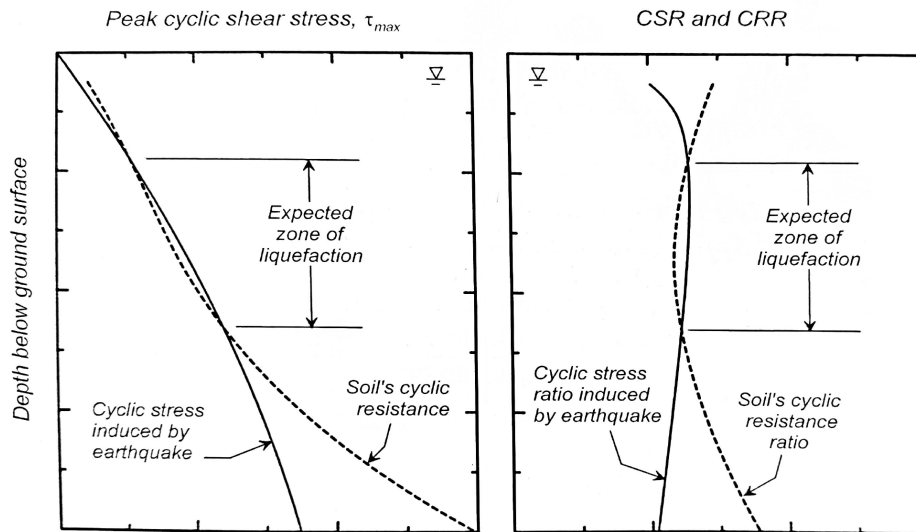


FIGURE 2.14 La zone de liquéfaction est déterminée en comparant la contrainte cyclique induite par le séisme avec la résistance cyclique du sol (Idriss et Boulanger (2008) [47]).

2.5.4.1 Approche simplifiée en contraintes totales

Les méthodes simplifiées consistent uniquement à prédire si la liquéfaction se produira ou non et à estimer à partir d'abaques empiriques (par exemple celui de Ishihara et Yoshimine (1992) [55]) les tassements sismo-induits. La procédure la plus documentée et la plus couramment utilisée pour évaluer le potentiel de liquéfaction est celle de la contrainte cyclique. Cette méthode compare le chargement cyclique de cisaillement imposé sur le sol par le séisme (C.S.R) et la résistance du sol à la liquéfaction caractérisée en termes de contraintes de cisaillement cycliques (C.R.R), comme illustré en Figure 2.14. La liquéfaction est possible dans les zones où la contrainte de cisaillement cyclique induite par le séisme, calculée comme indiqué plus bas, dépasse la résistance cyclique du sol.

La détermination de la résistance du sol peut s'envisager à partir d'essais de laboratoire ou d'essais in-situ. Des essais mécaniques de laboratoire peuvent être réalisés pour évaluer cette résistance aux séismes. Il s'agit en particulier d'essais triaxiaux cycliques pilotés en contrainte ou de cisaillement par torsion qui peuvent être réalisés sur une grande variété de matériaux (sables, limons ou argiles) [57]. Ils nécessitent toutefois des échantillons intacts difficiles à obtenir et très coûteux (Idriss et Boulanger, 2008 [47]). Par conséquent, un mode de détermination de la C.R.R basé sur les essais in-situ a été recherché. Les essais les plus couramment réalisés sont les essais au pénétromètre statique (CPT) ou de pénétration au carottier (SPT), couplés à des prélèvements de matériaux pour réaliser des essais de laboratoire le cas échéant [125] [81] [57]. Des relations semi-empiriques ont été développées

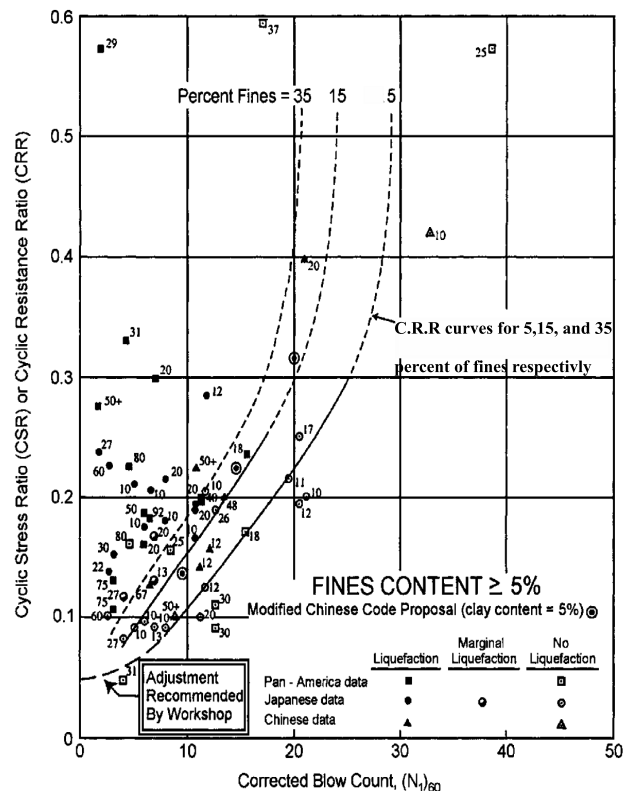


FIGURE 2.15 Courbes reliant C.R.R aux valeurs de SPT $(N_1)_{60}$ pour des sables propres et un séisme de Magnitude 7.5 et $\sigma'_{v0} = 1atm$ (Youd et al. (2001) [125]).

entre la C.R.R et les valeurs de SPT du sol sur la base d'études de cas historiques dans lesquels on a des preuves de liquéfaction ou de non liquéfaction. La figure 2.15 représente un graphique des valeurs de C.R.R et les données $(N_1)_{60}$ correspondantes provenant de sites où la liquéfaction a été ou n'a pas été observée après un séisme d'une magnitude d'environ 7.5. Sur ce graphique, les courbes C.R.R ont été positionnées d'une façon conservatrice pour séparer les zones avec des données indiquant la liquéfaction des zones non-liquéfiées. La figure 2.16 présente des facteurs de correction de magnitude MSF pour d'autres magnitudes de séisme . Youd et al. (2001) [125] recommandent l'utilisation des facteurs de correction de magnitude compris entre les courbes d'Idriss et celle d'Andrus et Stokoe (1997) sur la figure 2.16.

La résistance à la liquéfaction peut également être déterminée par corrélation avec les résultats d'autres tests in-situ tels que les tests de vitesse de l'onde de cisaillement. Ces approches empiriques supplémentaires ne seront pas examinées en détail dans notre étude; leurs techniques sont présentées sous forme concise par Youd et al. (2001) [125] qui fournissent également des références à des descriptions plus détaillées.

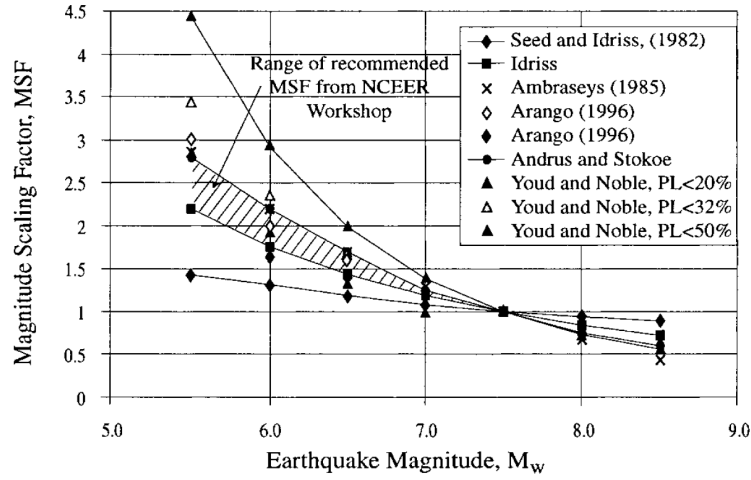


FIGURE 2.16 Facteurs de correction de la valeur de C.R.R selon la magnitude du séisme (Youd et al. (2001) [125]).

L'estimation des contraintes de cisaillement cyclique induites par le séisme C.S.R se fait via la procédure simplifiée de Seed et Idriss (1971) [98] qui considère une colonne de sol de profondeur h parfaitement rigide. La contrainte maximale de cisaillement $(\tau_{max})_r$ à la base de cette colonne est estimée égale au produit de sa masse par l'accélération horizontale maximale en surface libre. En réalité, le sol possède une certaine flexibilité et la valeur maximale réelle $(\tau_{max})_d$ est la valeur de $(\tau_{max})_r$ multipliée par un coefficient de réduction r_d [47] [125]. Pour estimer la contrainte de cisaillement effective induite par le séisme, Seed et Idriss ont choisi d'utiliser une valeur équivalente représentative égale à 65% de la contrainte de cisaillement maximale $(\tau_{max})_d$ [98]. Le C.S.R induit par le séisme correspondant est donc calculé par la formule suivante :

$$C.S.R. = \left(\frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.10)$$

avec τ_{max} est la contrainte maximale de cisaillement à la base de la colonne $((\tau_{max})_d)$; σ_{v0} et σ'_{v0} sont respectivement les contraintes verticales totales et effectives initiales; a_{max} est le pic d'accélération horizontale à la surface du sol générée par le séisme et g est l'accélération de pesanteur. Le choix de la valeur 65% par Seed et Idriss (1971) [98] est en quelque sorte arbitraire, mais elle a été choisie au début du développement des méthodes d'analyse de liquéfaction en 1966 et la procédure globale d'évaluation de la liquéfaction ne serait pas affectée par ce choix, vu que les facteurs d'ajustement et les corrélations de liquéfaction obtenus empiriquement sont tous calculés avec ce facteur [47].

Analytiquement, le potentiel de liquéfaction est exprimé par un facteur de sécurité à la liquéfaction F_{SL} . Ce facteur est défini comme le rapport entre la résistance à la liquéfaction du sol C.R.R et le cisaillement induit par un séisme C.S.R, selon la formule suivante :

$$F_{SL} = \frac{C.R.R.}{C.S.R.} = \frac{C.R.R.7.5}{C.S.R.} MSF \quad (2.11)$$

avec MSF le facteur de correction de C.R.R selon la magnitude, égal au rapport des valeurs de C.R.R pour une magnitude M_w et pour un magnitude de 7.5.

2.5.4.2 Approche en déformations

La liquéfaction est causée par la génération de pression interstitielle, et l'excès de cette pression interstitielle est causé par la tendance des particules de sol à se déplacer dans une configuration plus dense, donc la liquéfaction devrait être fortement influencée par le niveau de distorsion induit dans le sol. Des études de laboratoire détaillées (par exemple, Dobry et Ladd (1980) [29]) ont effectivement montré que la vitesse à laquelle la pression interstitielle est générée dans le sable saturé est en grande partie contrôlée par l'amplitude de la déformation de cisaillement. Lorsque les déformations sont faibles, le sol ne présente aucune tendance à générer une montée de pression interstitielle. Il existe donc un seuil de déformation de cisaillement (Drnevich et Richart (1970) [30]; Dobry et Ladd (1980) [29]; Dobry et al. (1982) [28]) en dessous duquel aucune pression de l'eau interstitielle ne se développera ; ce seuil est de l'ordre de 0,01 % (Figure 3.9) pour les sols liquéfiables typiques à des profondeurs relativement faibles. Dans cette approche, le chargement induit par le séisme et la résistance à la liquéfaction du sol sont décrits en termes de déformation de cisaillement.

Le cisaillement cyclique induit dans le sol par le mouvement sismique est généralement prédit par l'analyse de réponse du site (linéaire équivalent ou non linéaire) ou par la formulation suivante proposée par (Dobry et al. (1982) [28]) :

$$\gamma_{cyc} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v r_d}{G(\gamma_{cyc})} \quad (2.12)$$

où $G(\gamma_{cyc})$ est le module de cisaillement du sol quand $\gamma = \gamma_{cyc}$. Étant donné que les deux membres de l'équation (2.5.4.2) dépendent de γ_{cyc} , la valeur de $G(\gamma_{cyc})$ doit être obtenue de manière itérative à partir d'une valeur mesurée du module de cisaillement à faible déformations G_{max} et des courbes de réduction du module de cisaillement appropriées. Cette valeur de γ_{cyc} est comparée au seuil de déformation de cisaillement en dessous duquel aucune montée de pression interstitielle ne se développera (0.01%) ;

— Si $\gamma_{cyc} < 0.01\%$, pas de risque de liquéfaction et l'étude s'arrête à cette étape.

- Si $\gamma_{cyc} > 0.01\%$, la résistance du sol à la liquéfaction doit être déterminée en termes de distorsions et comparée à la valeur de γ_{cyc} induite par le séisme.

Quant à la résistance à la liquéfaction, elle est obtenue à partir des résultats des essais en laboratoire contrôlés en déformation de cisaillement et exprimés comme l'amplitude de la distorsion cyclique nécessaire pour provoquer la liquéfaction, en fonction du nombre de cycles de chargement correspondant à la magnitude du séisme. Vasquez-Herrera et Dobry (1988) [113] proposent aussi la formule suivante pour calculer la valeur de distorsion au-dessus de laquelle la liquéfaction aura lieu :

$$\gamma_{cyc,t} = 0.01 + \left[\frac{r_{u,t}}{\alpha N_{cycles}(2 - r_{u,t})} \right]^{(\frac{1}{\beta})} \quad (2.13)$$

avec $r_{u,t}$ le taux de montée de pression interstitielle nécessaire pour déclencher une liquéfaction (égal à 1), N_{cycles} est le nombre équivalent de cycles calé par la magnitude du séisme (Seed et Bolton, 1975 [96]) et α et β sont des fonctions des contraintes de cisaillement initiales.

Et par la suite les deux valeurs de déformation de cisaillement (γ_{cyc} et $\gamma_{cyc,t}$) sont comparées pour prédire la liquéfaction. La prédiction peut se faire aussi en lisant le taux de montée de pression interstitielle induit par la valeur de γ_{cyc} sur les courbes de Dobry (1985) [27] sur la figure 3.9.

2.5.4.3 Approche en contraintes effectives

L'analyse de la réponse dynamique en contraintes effectives est la méthode la plus puissante pour prédire le comportement du sol pendant un séisme. L'analyse en contraintes totales est utilisée uniquement pour l'identification de l'occurrence de la liquéfaction, mais le comportement pendant le mouvement sismique ainsi que le comportement après la liquéfaction peuvent être obtenus par une analyse en contraintes effectives. Dans ce type d'approche, le sol est considéré comme biphasique et les équations fondamentales utilisées sont celles qui régissent l'interaction des milieux solides et liquides. Biot (1956) [10] a été le premier à établir une théorie sur ces phénomènes. La théorie classique de Biot est basée sur l'hypothèse de relations élastiques linéaires entre les contraintes effectives et les déformations dans le squelette du sol.

Parmi les approches existantes dans la littérature, on trouve celle de Ishihara (1980) [49], le modèle de front de liquéfaction de Iai et al. (1990) [45] utilisé par Santisi et al. (2018) [87] et le modèle de Martin-Finn-Seed (1975) [71]. Ces modèles doivent être combinés à une loi de comportement décrivant la relation entre les contraintes et les déformations.

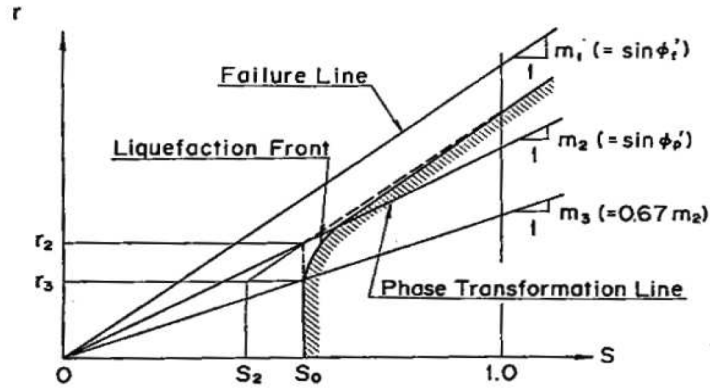


FIGURE 2.17 Schéma illustrant le front de liquéfaction (Iai (1990) [45]).

Ishihara (1980) [49] propose un modèle basé sur une définition du chemin des contraintes effectives suivi durant le cisaillement cyclique non drainé. Le modèle incorpore la notion d'état caractéristique et définit le trajet de contrainte dans le domaine subcaractéristique en considérant la droite de rupture, la droite de transformation de phase et la variation de la contrainte de cisaillement. Le modèle utilise au total cinq paramètres : l'angle de frottement ϕ , l'angle de la droite de transformation de phase ϕ_s et d'autres paramètres κ , B_p et B_u déterminés par des essais triaxiaux et des simulations.

Iai et al. (1990) [45] proposent le modèle "front de liquéfaction", une approche empirique utilisée pour simuler les phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. Elle nous permet de suivre la génération de pression interstitielle. Elle est inspirée des corrélations entre le travail de cisaillement et la pression interstitielle établies par Towhata et Ishihara (1985) [110].

La figure 2.17 présente le concept du modèle dans le plan (S, r) où $S = \frac{p'}{p'_0}$ est une variable d'état qui varie entre 1 (absence d'augmentation de pression interstitielle) et 0 (liquéfaction) et $r = \frac{q}{p'_0}$ est le rapport des contraintes déviatoriques. Les relations entre les paramètres S et r en trois dimensions ont été établies par Iai et al. (1990) [45] comme suit :

$$S = \begin{cases} S_0 & \text{si } r < r_3 \\ S_2 + \sqrt{(S_0 - S_2)^2 + \left[\frac{r - r_3}{m_1}\right]^2} & \text{si } r > r_3 \end{cases} \quad (2.14)$$

Avec : $S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m_1$; $r_2 = m_2 S_0$; $r_3 = m_3 S_0$; $m_1 = \sin \phi'_f$, $m_2 = \sin \phi'_p$; $m_3 = 0.67 m_2$

Où S_0 est le paramètre de front de liquéfaction c'est-à-dire le seuil de liquéfaction. Ce paramètre est calculé empiriquement à partir du travail de cisaillement w :

$$S_0 = \begin{cases} 1 - 0.6(\frac{w}{w_1})^{p_1} & \text{si } w < w_1 \\ (0.4 - S_1)(\frac{w_1}{w})^{p_2} & \text{si } w > w_1 \end{cases} \quad (2.15)$$

où S_1 , w_1 , p_1 , p_2 sont des paramètres qui caractérisent l'évolution de la pression interstitielle d'un sol pulvérulent qui subit une liquéfaction ou une mobilité cyclique. Ils sont obtenus par des essais cycliques non drainés en laboratoire. Ce modèle a été employé par Sanitsi et al. (2018) [87] pour proposer une méthode non linéaire afin de simuler les effets de la montée de pression interstitielle sur la propagation des ondes dans un profil de sol 1D en considérant les trois composantes du mouvement sismique.

Martin et al. (1975) proposent un modèle qui déduit la montée de pression interstitielle des déformations volumiques développées sous un chargement de cisaillement cyclique.

Dans les conditions d'un essai de cisaillement simple, un sable saturé en conditions drainées présente un changement de volume irréversible dû aux glissements et roulements entre grains (ré-arrangement des particules) dans le squelette du sol qui est principalement fonction de l'amplitude de déformation de cisaillement imposée.

Si le même chargement est appliqué mais en conditions non drainées, il est raisonnable de considérer que les mêmes interactions inter-granulaires dues au glissement des particules auront lieu et que des déformations volumiques irréversibles se produiront. Dans l'hypothèse d'un essai parfaitement non drainé, la variation du volume total est négligeable et les déformations volumiques plastiques et élastiques sont égales et de signes opposés.

$$\Delta \epsilon_v = \Delta \epsilon_v^p + \Delta \epsilon_v^e = 0 \quad (2.16)$$

Par conséquent,

$$\Delta \epsilon_v^p = -\Delta \epsilon_v^e \quad (2.17)$$

avec $\Delta \epsilon_v^e$: la déformation volumique élastique et $\Delta \epsilon_v^p$: la déformation volumique plastique.

En situation non drainée, les déformations volumiques irréversibles sont compensées par une décharge élastique due à la réduction des contraintes effectives $\Delta \sigma'_v$ qui sont transmises à l'eau interstitielle faiblement compressible et causent une augmentation de pression interstitielle Δu . Le séisme ne génère que des ondes de cisaillement, donc la contrainte totale est inchangée :

$$\Delta \sigma_v = \Delta \sigma'_v + \Delta u = 0, \quad \text{soit} \quad \Delta \sigma'_v = -\Delta u \quad (2.18)$$

Durant la décharge oedométrique, les déformations élastiques sont reliées aux contraintes effectives par la formule suivante :

$$\Delta\sigma'_v = E_r \Delta\varepsilon_v^e \quad (2.19)$$

avec E_r le module de décharge-recharge du squelette sableux pour le niveau actuel de contrainte effective [71] qui s'exprime par la formule suivante :

$$E_r = \frac{(\sigma'_v)^{(1-m)}}{mk_2(\sigma'_{v0})^{(n-m)}} \quad (2.20)$$

où σ'_v est la contrainte verticale effective actuelle ($\sigma'_v = \sigma'_{v0} - \Delta u$) ; Δu est l'excès de pression interstitielle actuel ; σ'_{v0} est la contrainte verticale effective initiale ; et K_2 , m et n sont des constantes pour un sable donné et une densité relative, calibrées par des données expérimentales.

On en déduit l'augmentation de la pression interstitielle :

$$\Delta u = E_r \Delta\varepsilon_v^p \quad (2.21)$$

Notons cependant que ce modèle n'a été construit et vérifié qu'à partir des essais de cisaillement simple cyclique, donc ne constitue pas une loi de comportement au sens large du terme et ne doit être utilisé que dans les conditions de ce type d'essais. Ces conditions sont sensiblement assurées dans un profil de sol subdivisé horizontalement et sollicité par une onde de cisaillement à propagation verticale (Semblat et Pecker (2009) [101]).

2.5.4.4 Modèles élastoplastiques

Des méthodes de comportement élasto-plastiques de sols existent pour modéliser le phénomène de liquéfaction, par exemple le modèle de Hujieux (1985) [44] ou le modèle UCSD (Yang et al. (2003) [120]).

Modèle de Hujieux (1985) [44]

Le modèle de Hujieux a été développé à l'École Centrale de Paris dans les années 80 [44]. C'est l'un des modèles élastoplastiques cycliques de mécanique des sols les plus adaptés pour des simulations d'ouvrages géotechniques sous séisme. Cette approche incrémentale du comportement des sols, proposée par Hujieux (1985) [44], est basée sur un modèle multi-mécanisme qui reproduit le comportement réel des sols d'une façon quantitativement correcte sous différentes trajectoires de chargement. Il inclut :

- le comportement sous chargement monotone ;

- le comportement sous chargement cyclique de grande amplitude (liquéfaction, déformations permanentes, etc..) et de faible amplitude (domaines élastiques et hystériques).

Dans sa formulation originale (cf. détails dans Aubry et al. 1982 [3] ; Hujeux (1979) & (1985) [44] ; Modaressi (1987) [72] ; Lopez-Caballero F. (2003) [67] ; Foucault (2010) [33]), et à faibles niveaux de distorsion cyclique ($\gamma \leq 10^{-5}$), le comportement du sol est modélisé via l'élasticité non linéaire (dépendance par rapport à la pression effective moyenne). Pour des niveaux de distorsion supérieurs, trois mécanismes de déformations plastiques déviatoires en déformation plane dans trois plans orthogonaux sont activés, ainsi qu'un mécanisme isotrope de consolidation. Chaque mécanisme possède une variable d'écrouissage qui lui est propre, appelée « degré de mobilisation » ou « rayon », dont l'évolution suit une loi hyperbolique. A chaque mécanisme déviatoire est associé un critère de Mohr-Coulomb relativement au plan correspondant. Un couplage entre les 4 mécanismes est assuré par un écrouissage en densité basé sur la détermination de la pression critique p_c en fonction des déformations volumiques plastiques.

La fiabilité de ce modèle demande un calage d'un grand nombre de paramètres à l'aide de plusieurs essais et trajets de chargement.

Il a été intégré dans code Aster selon une méthode implicite par Alexandre Foucault et Marc Kham de l'équipe EDF R&D AMA et validé par comparaison avec les résultats de GEFDyn (Géomecanique Éléments Finis DYNamique, logiciel développé par l'École Centrale de Paris).

Ce modèle constitutif avancé a la capacité de modéliser le phénomène de liquéfaction vraie et la mobilité cyclique. Les travaux de Ioanna Rapti (2016) [86] ont porté sur le comportement hydromécanique non-linéaire (sur la liquéfaction et ses effets) d'un profil 1D et ensuite un modèle 2D sous propagation d'ondes sismiques.

2.5.5 Prédiction des tassements sismo-induits

Les déplacements verticaux peuvent se développer de deux façons principales : (1) déplacement causé par le séisme après reconsolidation d'un sol liquéfié et (2) déplacement vertical causé par la déformation de cisaillement associée à un déplacement latéral. Nous nous intéressons au premier type de tassement. Notons que le deuxième type est cependant observé dans les zones où la rupture par déplacement latéral est dominante.

Les tassements volumiques peuvent être déterminés par un calcul complet de la réponse du sol ou par des méthodes simplifiées (Javelaud (2016) [57]). Parmi les méthodes simplifiées les plus connues, on distingue (Javelaud, 2016 [57]) :

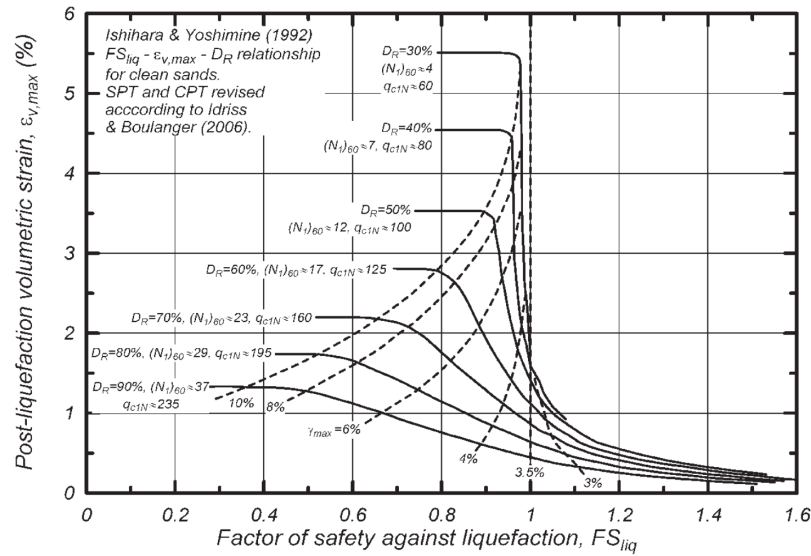


FIGURE 2.18 Déformation volumique ε_v en fonction du facteur de sécurité à la liquéfaction ($ru=100\%$) pour des sables propres de densités relatives initiales variables. (Idriss et Boulanger (2008) [47]).

- La méthode proposée par Tokimatsu et Seed en 1987 [108] limitée aux cas où il n'y a pas de liquéfaction ($FS_L > 1$) mais d'utilisation simple car elle nécessite uniquement la connaissance du facteur de sécurité à la liquéfaction. Cette méthode utilise les données du SPT $(N_1)_{60}$ et la contrainte cyclique induite par un séisme de magnitude $M=7.5$ (C.S.R.)
- La méthode proposée par Ishihara et Yoshimine (1992) [55] : le tassement est relié à la valeur maximale de distorsion et la valeur de la densité relative initiale du sable. L'évaluation de la déformation volumique ε_v peut être faite grâce à l'abaque d'Ishihara et Yoshimine (1992), modifié par Idriss et Boulanger (2006) (Figure 2.18), à partir du facteur de sécurité à la liquéfaction FS_L et d'un autre paramètre pris au choix parmi les suivants : densité relative du sol D_r , résistance SPT normalisée $(N_1)_{60}$, résistance pénétrométrique normalisée q_{c1N} , ou distorsion maximale induite par le séisme γ_{max} .

Une fois évaluée la déformation volumique ε_v à chaque profondeur, le tassement de la surface lors de la dissipation des pressions interstitielles générées par le séisme est estimé en multipliant pour chaque couche son épaisseur par sa déformation volumique ε_v .

Ces méthodes simplifiées couramment utilisées par l'ingénierie sont limitées à une gamme bien définie de matériaux sableux : des sables propres ; les valeurs de SPT $(N_1)_{60}$ couvertes par cette abaque sont entre 4 et 37 et les valeurs de q_{c1N} sont entre 60 et 235 (Javelaud, 2016 [57]). Elles sont également basées sur des observations historiques de tassement sismo-induits.

En utilisant les modèles de densification, la déformation volumique est celle cumulée durant le séisme et présente le tassement dans les sols secs ou bien drainés. Donc ces modèles sont limités au calcul des tassements des sols soit secs, soit saturés mais non liquéfiés. Une telle méthode a été proposée par Vincens (1999) [114] en utilisant le modèle de Sawicki comme modèle de densification des sables pour estimer les tassements dans des sols secs sous séisme (Vincens et al. (2003) [115]). Cela dit que la déformation volumique qui est à l'origine de la montée de pression interstitielle dans des conditions non drainées, se manifeste comme un tassement après la dissipation de cette pression d'eau.

2.6 Conclusions

La modélisation du comportement du sol fait l'objet d'intenses recherches depuis de nombreuses années et la tâche consistant à reproduire le comportement complexe de sols potentiellement liquéfiables à l'aide de modèles constitutifs simples s'est avérée difficile. Comme discuté dans la section 2.2 de ce chapitre, le comportement non linéaire de sol sous chargement de cisaillement peut être décrit par des modèles non linéaires cycliques, des modèles constitutifs avancés ou un modèle linéaire équivalent.

Nous avons également proposé dans ce chapitre une vision globale sur le comportement des sables sous des chargements cycliques, sous différentes conditions et sur les modélisations disponibles de ce comportement. En particulier, les modèles de densification expérimentaux reliant le niveau des distorsions appliquées aux déformations volumiques plastiques sont disponibles et reflètent une réalité plus ou moins simplifiée du comportement des sables sous un cisaillement cyclique. Par la suite, nous retiendrons le modèle de Byrne.

Ensuite nous avons fourni les bases de compréhension des causes et paramètres majeurs qui sont à l'origine du phénomène de liquéfaction. Des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction existent et varient entre des approches simplifiées classiques et des modèles sophistiqués en contraintes effectives. Nous les avons alors décrites brièvement et retenons pour le développement de notre méthode, le modèle de montée de pression interstitielle proposé par Martin et al. (1975).

Il est intéressant de pouvoir combiner ces modèles de façon à pouvoir engendrer les non-linéarités du sol et garder la simplicité que fournissent ces modèles. Cette combinaison peut être placée à mi-distance entre les approches classiques conservatrices utilisées couramment dans l'ingénierie et les calculs non linéaires coûteux en termes de temps de calcul, de calage de paramètres et d'expertise numérique.

Chapitre 3

Présentation de la méthode X-ELM et validation par rapport à des essais de laboratoire

3.1 Introduction

Dans le but d'étudier l'occurrence de la liquéfaction, une méthode d'éléments finis est proposée pour analyser la montée de pression interstitielle. Elle sera appliquée ultérieurement sur un cas réel dans le chapitre 5. Cette approche numérique permet d'analyser la réponse sismique pour un modèle de sol 1D en considérant les ondes sismiques comme des ondes planes à propagation verticale. Seules les ondes de cisaillement sont considérées dans notre travail, puisque nous nous intéressons au comportement de densification des sables sous chargement cyclique de cisaillement.

Dans le chapitre précédent, nous avons présenté un modèle de densification des sols capable d'évaluer les déformations volumiques en fonction des déformations de cisaillement et l'histoire des déformations volumiques cumulées (Byrne (1991) [13]). Nous l'associons au modèle de prédiction de la montée de pression interstitielle proposé par Martin et al. (1975) [71] et amélioré par Wu (2001) [119].

Le modèle de Byrne, (1991) à deux paramètres [13] ainsi qu'une expression modifiée par Wu (2001) [119] du module de décharge-recharge dans le modèle de pression interstitielle de Martin et al. (1975) [71], nous ont permis de bien simuler le comportement des sols sous sollicitation cyclique en condition non drainée. Ce modèle, combiné avec un calcul linéaire équivalent conventionnel, constitue l'approche X-ELM (eXtended Equivalent Linear Method).

Dans ce chapitre, nous utilisons ce modèle pour la modélisation de la propagation des ondes sismiques par la méthode des éléments finis. Nous cherchons à simuler la propagation de ces ondes dans la direction verticale en prenant en compte le comportement non linéaire hystérétique du sol et l'effet de la montée de pression interstitielle.

L'approche « X-ELM » consiste à effectuer un calcul linéaire pour estimer la réponse linéaire du modèle et utiliser les résultats en distorsion pour évaluer la montée de pression interstitielle ainsi que les caractéristiques du sol, notamment le module de cisaillement et l'amortissement en fonction des déformations de cisaillement et du taux de montée de pression interstitielle. Cet enchaînement est répété d'une manière itérative comme dans un calcul linéaire équivalent jusqu'à la convergence. Un algorithme schématisé en Figure 3.1 résume les grandes étapes à suivre pour appliquer cette approche.

Dans cette section, les étapes de la méthode de résolution sont expliquées une à une.

3.2 Données d'entrées

Les données d'entrée requises pour cette approche sont les suivantes :

- les caractéristiques initiales des différents matériaux constituant le modèle de sol :
 - module de cisaillement à très petites déformations G_{max}^0 ;
 - masse volumique ρ ;
 - coefficient de poisson ν ;
 - amortissement réduit initial (à très petites déformations) ξ_0 .
- les données du mouvement sismique (accélérogramme) ;
- les courbes de dégradation : G/G_0 et l'amortissement réduit du matériau ξ en fonction de la distorsion pour chaque type de matériau ;
- le profil des résultats SPT corrigés $(N_1)_{60}$.

3.3 Modèle géométrique et conditions aux limites

3.3.1 Présentation du modèle géométrique :

Le modèle géométrique étudié est un profil de sol unidimensionnel (largeur infinie représentée par une largeur unitaire (1 m) et des conditions latérales de symétrie permettent de modéliser cette largeur infinie), stratifié en couches horizontales de caractéristiques mécaniques et dynamiques différentes.

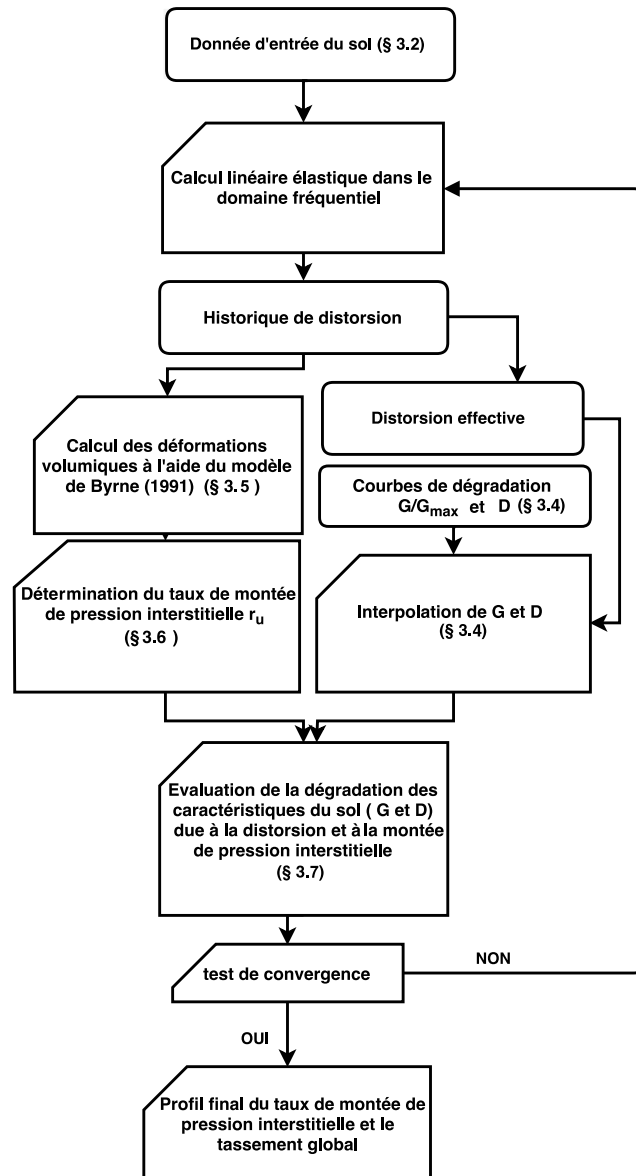


FIGURE 3.1 Algorithme proposé pour la méthode de résolution.

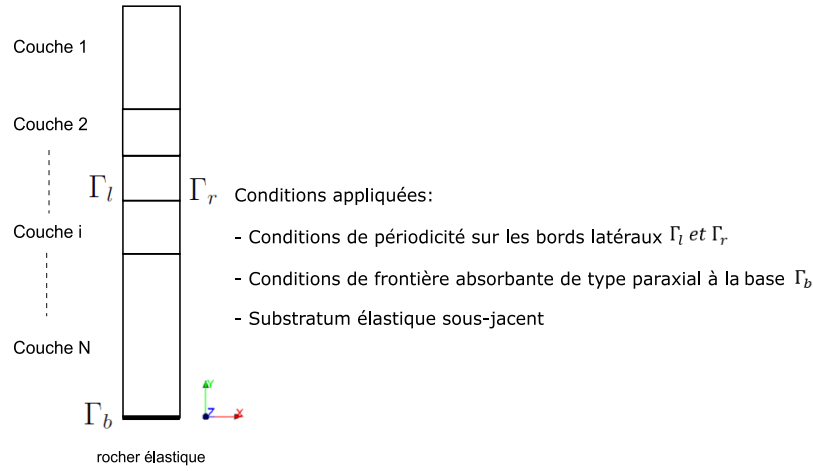


FIGURE 3.2 Modèle géométrique avec les conditions aux limites : Γ_l le bord latéral gauche, Γ_r le bord latéral droit et Γ_b la base du modèle.

Le maillage du modèle 1D est adapté selon les caractéristiques du sol et réglé d'une manière appropriée pour chaque couche par rapport aux niveaux de non-linéarité estimés. La taille de maille doit respecter la règle :

$$L_{max} < \frac{V_s}{8f_{coupure}} \quad (3.1)$$

avec L_{max} la longueur maximale d'un élément de maillage, V_s la vitesse des ondes de cisaillement et $f_{coupure}$ la fréquence de coupure prise en compte dans le calcul.

3.3.2 Conditions aux limites :

Le système de couches horizontales de sol de largeur unitaire est limité dans sa partie supérieure ($y = 0$) par une surface libre, et en profondeur ($y = H$) par un demi-espace élastique qui représente le rocher sous-jacent (figure 3.2). Les conditions aux limites sont les suivantes :

- *Les conditions en surface de la colonne* : la surface libre n'est pas chargée. Les vecteurs contrainte à la surface libre sont nuls par définition :

$$\sigma n = 0 \quad (3.2)$$

avec n le vecteur de direction unitaire et σ le vecteur contrainte $\{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy}\}$.

- *Bords droit et gauche de la colonne* : conditions de périodicité. Cela signifie que les déplacements des nœuds des faces gauche et droite en vis-à-vis sont rendus égaux :

$$\begin{aligned}
u_h(x_l) &= u_h(x_r) \\
u_v(x_l) &= u_v(x_r) \\
\forall x \in \Gamma_l \cup \Gamma_r : \{y_l \in \Gamma_l = y_r \in \Gamma_r\}
\end{aligned} \tag{3.3}$$

Avec h l'indice désignant la direction horizontale et v la direction verticale.
Des couches horizontales infinies sont ainsi modélisées.

- *Bas de la colonne* : affectation d'un élément de frontière absorbante de type paraxial : ce type de frontière est affecté à des frontières élastiques et nous permet d'éliminer les ondes planes élastiques non physiques provenant de l'infini. Le substratum est ainsi modélisé comme un milieu infini. Une partie des ondes se réfléchit à l'interface, tandis que l'autre partie se dissipe par amortissement radiatif (Modaressi et Benzenati (1994) [73], Devesa (2017) [24]).

3.3.3 Comment appliquer le signal sismique ?

L'application des éléments de frontières absorbantes à la base de la colonne de sol délimite le rocher élastique sous-jacent. L'interface entre ce rocher élastique et la colonne de sol est appelée le substratum sismique. Ce rocher, situé dans la zone adjacente à la colonne de sol est considéré affleurant sur la surface libre (Figure 3.3). Le mouvement sismique au rocher affleurant est la somme du signal sismique provenant de la source et de sa réflexion (amplitude égale à deux fois celle du signal de la source). Dans notre méthode nous appliquons le mouvement sismique au rocher affleurant.

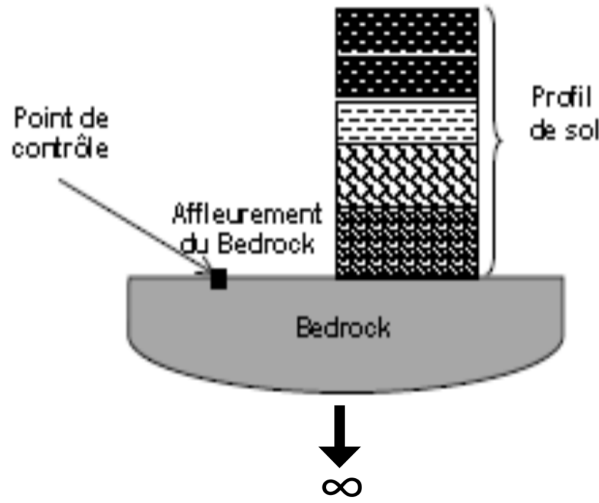


FIGURE 3.3 Application du signal sismique au rocher affleurant (Vandeputte et Devesa (2014) [112]).

3.4 Modélisation du comportement des sols

Il est admis qu'un sol typique soumis à un chargement cyclique, sous une surface libre et éloignée des structures adjacentes, pourrait présenter une nature hystérétique (figure 3.4). Deux caractéristiques importantes de la forme d'une boucle d'hystérésis sont son inclinaison et sa largeur. L'inclinaison de la boucle dépend de la rigidité du sol, qui peut être décrite à tout moment pendant le chargement par le module de cisaillement tangent G_{tan} . Évidemment, G_{tan} varie tout au long d'un cycle de chargement, mais dans la pratique courante, sa valeur moyenne sur toute la boucle peut être approchée par le module de cisaillement sécant :

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (3.4)$$

où τ_c et γ_c sont respectivement la contrainte de cisaillement et la distorsion. Quant à la largeur de la boucle reliée à l'aire, elle représente l'énergie dissipée et peut être décrite par l'amortissement hystérétique :

$$\xi = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (3.5)$$

avec ξ l'amortissement, ΔW l'énergie dissipée par unité de volume dans une boucle d'hystérésis et W l'énergie stockée dans un matériau élastique ayant le même module de cisaillement que le matériau viscoélastique (voir Figure 3.4).

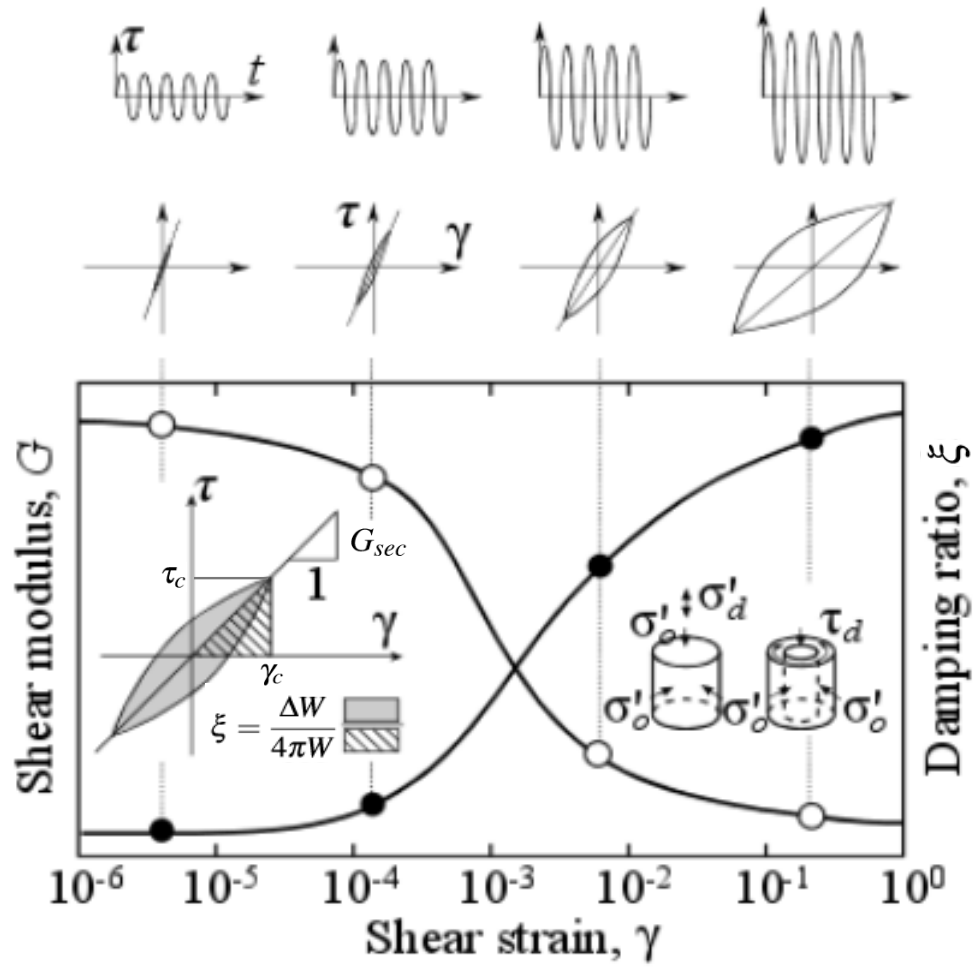


FIGURE 3.4 Réponse d'un sol à un chargement cyclique symétrique (Yoshida et al. (1998) [124]).

Le modèle de comportement à considérer dans le calcul doit raisonnablement prendre en compte cette nature hystérétique du sol. Différents types de modélisation ont été proposés par Ishihara (1982) [50] : pour des déformations de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-5} , les non-linéarités sont faibles et une théorie élastique est suffisante. Lorsque les déformations sont de l'ordre de 10^{-4} à 10^{-3} les propriétés dissipatives doivent être prises en compte et un modèle viscoélastique est plus adapté. Si les déformations sont supérieures à quelques 10^{-3} , le modèle doit permettre un bon suivi des non linéarités qui deviennent prépondérantes, un modèle incrémental semi-empirique ou plus théorique couplant la dilatance et les distorsions est alors nécessaire.

Les déformations de cisaillement usuelles en ingénierie sismique (atteinte de la liquéfaction exclue) atteignent 10^{-4} à 10^{-3} . Idriss et Seed (1967) [46] ont proposé une approche linéaire équivalente pour l'analyse de la réponse du site à une sollicitation sismique. Le comportement du sol est décrit par des courbes expérimentales donnant la variation du module de cisaillement G et du pourcentage d'amortissement ξ en fonction de la distorsion (figure 3.4). Cette approche est basée sur le modèle rhéologique viscoélastique de Kelvin-Voigt. Ce dernier, représenté en Figure 3.5, est constitué d'un ressort linéaire mis en parallèle avec un amortisseur linéaire représentant une résistance interne à la déformation.

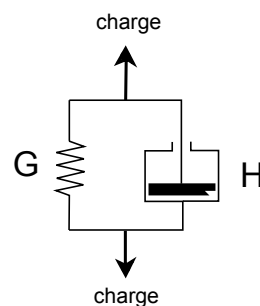


FIGURE 3.5 Représentation du modèle rhéologique de Kelvin-Voigt (Semblat et Pecker (2009) [101]).

La relation constitutive de ce modèle rhéologique est la suivante (Semblat et Pecker (2009) [101]) :

$$\tau = G\gamma + H\dot{\gamma} \quad (3.6)$$

avec τ la contrainte de cisaillement, γ la distorsion, G le module de cisaillement et H le module de viscosité. $\dot{\gamma}$ représente la vitesse de distorsion. Pour des sollicitations cycliques harmoniques (dans le domaine fréquentiel), la relation de Kelvin-Voigt devient :

$$\tau = G\gamma + H\dot{\gamma} = G\left(1 + i\frac{\omega H}{G}\right)\gamma \quad (3.7)$$

Pour le modèle viscoélastique de Kelvin-Voigt, l'énergie dissipée au cours d'un cycle de chargement dépend donc de la fréquence de sollicitation (représentée dans la formule par la pulsation ω). Or, l'expérience montre que pour un sol, l'amortissement est plutôt hystérétique que visqueux (Bardet et al., (2000) [4]), donc indépendant de la fréquence dans la gamme de fréquence du séisme. Par conséquent, il est posé $\frac{\omega H}{G} = cte = \eta = 2\xi$. ξ est calculé par l'équation 3.5.

Cette approche linéaire équivalente est une approximation valable juste pour des niveaux de distorsion inférieurs à 10^{-3} , tant que la déformation volumique du sol (en conditions drainées) et la montée de pression interstitielle (en conditions non drainées) peuvent être négligées.

Dans notre travail, nous proposons une approche qui combine un calcul linéaire équivalent et un modèle de densification afin d'estimer les déformations volumiques et la montée de pression interstitielle. D'après Oztoprak et Bolton (2013) [80], les courbes de dégradation de G ne tiennent pas compte de la montée de pression interstitielle, même en conditions non drainées, tout en limitant le nombre de cycles de déformation imposée à 10 durant les essais. Par conséquent, la combinaison proposée permettra de franchir la limite de validité de la démarche classique linéaire équivalente, en considérant la dégradation du sol associée à la montée de pression interstitielle. Pour cela nous modifions dans Code Aster la commande DEFI_SOL_EQUI [25] [26] qui permet de faire un calcul linéaire équivalent d'une colonne de sol soumise à un mouvement sismique. Nous introduisons le modèle d'estimation de montée de pression interstitielle dans cette commande.

3.5 Détermination des déformations volumiques

Cette partie a pour but d'introduire le modèle adopté pour déterminer l'incrément de déformation volumique pendant un demi-cycle de chargement en distorsion. Ayant l'historique temporel de distorsion à une profondeur donnée, nous appliquons à chaque demi-cycle de distorsion l'expression (2.6) proposée par Byrne et détaillée en section 2.4.1.2.

L'expression (2.6) proposée par Byrne, (1991) [13] nous fournit l'incrément de déformation volumique à chaque cycle d'un chargement harmonique. Cependant, dans le modèle X-ELM où la réponse en distorsion est reconnue comme un chargement cyclique d'amplitude variable, l'incrément de déformation volumique plastique a été évalué à chaque passage par zéro de l'historique de distorsion et l'incrément pour un cycle $\Delta \varepsilon_v^p$ (2.7) est multiplié par un facteur $\frac{1}{2}$.

La déformation volumique plastique cumulée après N demi-cycles est illustrée sur la figure 3.6 et calculée par l'équation suivante :

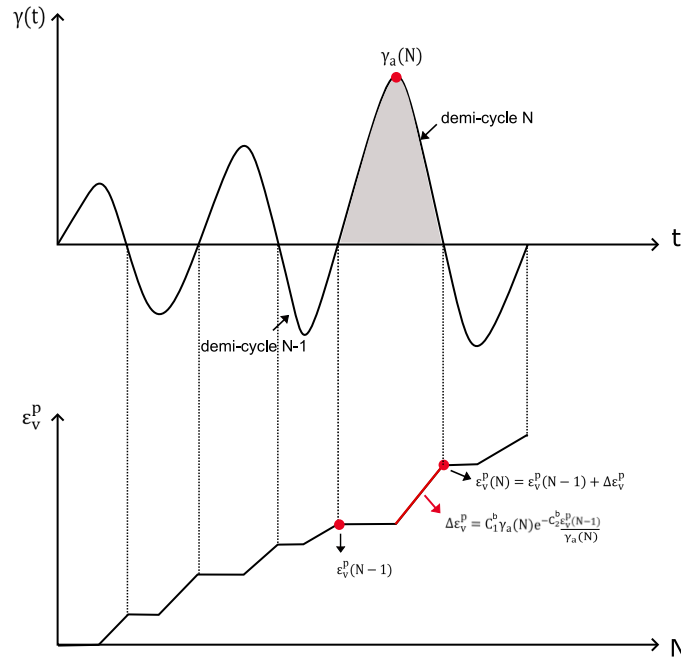


FIGURE 3.6 Illustration de l'application du modèle de Byrne à un historique irrégulier de distorsion (où γ_a est l'amplitude maximale en valeur absolue d'un demi cycle).

$$\varepsilon_v^p(N) = \varepsilon_v^p(N-1) + \Delta \varepsilon_v^p(N) \quad (3.8)$$

Cet incrément est, comme le montre le schéma en figure 3.6, fonction de l'amplitude du demi-cycle, du cumul des déformations volumiques jusqu'au demi-cycle considéré et des caractéristiques du matériau via les paramètres C_1^b et C_2^b .

Cette déformation est utilisée pour déterminer le cumul de pression interstitielle en conditions non drainées et nous donne, après dissipation de cette pression d'eau, une estimation du tassement élémentaire cumulé dans une couche de sol. Le tassement global de la colonne est calculé en intégrant les déformations volumiques dans chaque couche i :

$$Tassement = \sum_i \varepsilon_{vi}^p H_i \quad (3.9)$$

3.6 Évaluation de la montée de pression interstitielle

3.6.1 Relation pression interstitielle – déformation volumique

Pour déterminer l'évolution du taux de montée de pression interstitielle durant le séisme, on utilise le modèle proposé par Martin et al. (1975) [71] (section 2.5.4.3) avec une expression modifiée du module décharge-recharge proposée par Wu (2001) [119].

Martin et al. (1975) ont proposé la relation suivante pour calculer l'augmentation de la pression interstitielle :

$$\Delta u = E_r \Delta \varepsilon_v^p \quad (3.10)$$

où $\Delta \varepsilon_v^p$ représente l'incrément de déformation volumique plastique accumulée pendant une période de déformation, Δu est l'incrément de pression interstitielle et E_r est le module de décharge-recharge du squelette sableux pour le niveau actuel de contrainte effective (Martin et al. (1975) [71]).

3.6.2 Évaluation du module de décharge-recharge élastique

Martin et al. (1975) ont effectué des essais statiques monotones avec un appareil de cisaillement simple et identifié E_r connaissant la pente de la phase de décharge statique. Le module de décharge-recharge a été calculé à partir des résultats des essais statiques monotones en utilisant l'équation (2.20).

Seed et al. (1975) [100], ont étudié les caractéristiques de réversibilité des déformations volumiques des sables et déterminé que la déformation volumique réversible durant la décharge augmente de 20% dans le cas où le sable est chargé de manière cyclique avant la décharge par rapport au cas où le sable est chargé de manière monotone. D'où la diminution de E_r s'il est mesuré sous chargement cyclique.

Pour valider cette hypothèse, Bhatia (1982) [8] a mené des essais sur un sable d'Ottawa de densité relative $D_r = 45\%$ dans différentes conditions de chargement comme le montre la figure 3.7. Le module de décharge-recharge, mesuré sous chargement statique monotone, est trop élevé comparé à celui mesuré sous chargement cyclique. Après avoir montré qu'un module de décharge calculé comme proposé par Martin et al. (1975) conduit à des pressions interstitielles surestimées, Bhatia [8] recommande la mesure de ce module sous chargement cyclique.

Puisque les deux méthodes suggérées respectivement par Martin et al. (1975) [71] et par Bhatia, (1982) [8] pour calculer E_r nécessitent des essais en laboratoire, Wu (1996) [118]

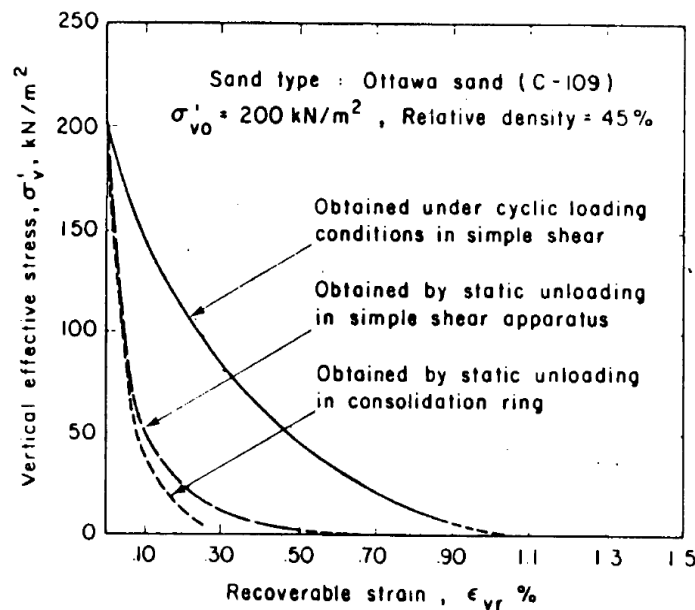


FIGURE 3.7 Courbes de décharge sous différentes conditions appliquées sur un sable d'Ottawa : (ligne continue) chargement cyclique ; (ligne pointillée large) déchargement monotone dans un appareil de cisaillement simple ; (ligne pointillée serrée) déchargement monotone dans une boîte de consolidation (Bhatia (1980) [8]).

propose une modification de l'expression de E_r sous la forme suivante :

$$E_r = M\sigma'_v \quad (3.11)$$

où M est une fonction de D_r ou de $(N_1)_{60}$ (Wu, (2001) [119]).

La détermination de la constante du module de décharge-recharge, M , est basée sur le concept de volume-constant (Wu (1996 [118], 2001 [119])). Il existe une relation unique entre la densité relative du sable et la déformation volumique requise pour déclencher la liquéfaction initiale. Par conséquent, un sable à densité relative spécifique subira une liquéfaction initiale si une certaine déformation volumique est développée.

L'équation suivante peut être utilisée pour estimer M [119] :

$$M = 10(N_1)_{60} + a \quad (3.12)$$

où a est une constante pouvant avoir des valeurs comprises entre 150 et 180, et $(N_1)_{60}$ est la résistance à la pénétration corrigée qui est liée à la densité relative du sable. Une valeur limite supérieure de M peut être fixée à 480.

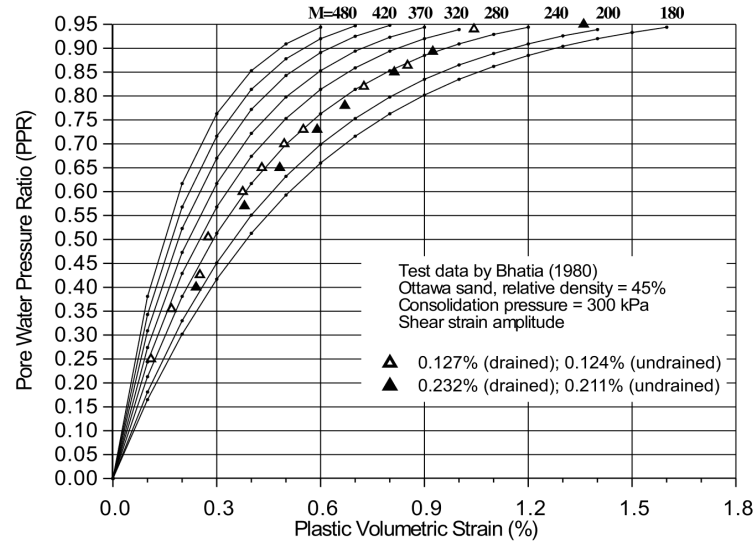


FIGURE 3.8 Validation des résultats du modèle de Martin-Finn-Seed utilisant l'expression de E_r modifiée en fonction des essais de Bhatia (1982) (Wu (2001) [119]).

La fiabilité de cette expression a été vérifiée par Wu (2001) [119] en utilisant les données d'essais de Bhatia (1982) [8]. Les pressions interstitielles calculées en utilisant cette expression modifiée sont comparées par Wu (2001) [119] avec les pressions interstitielles mesurées pour un échantillon de sable d'Ottawa ayant une densité relative de 45%. Les résultats sont en bon accord avec les mesures pour une valeur de M égale à 240 (Figure 3.8).

En utilisant les équations 3.10 ($\delta u = E_r \delta \epsilon_v^p$ pour un cycle) et 3.11, nous avons :

$$du = M \sigma'_{v0} d\epsilon_v^p = M(\sigma'_{v0} - \Delta u) d\epsilon_v^p$$

$$\frac{du}{\sigma'_{v0} - \Delta u} = M d\epsilon_v^p$$

$$\int_0^{\Delta u} \frac{du}{\sigma'_{v0} - \Delta u} = \int_0^{\epsilon_v^p} M d\epsilon_v^p$$

Par intégration, la surpression interstitielle peut être exprimée :

$$\Delta u = \sigma'_{v0} (1 - \exp(-M \epsilon_v^p)) \quad (3.13)$$

où du est l'incrément élémentaire de pression interstitielle durant un incrément de cycle dN ; $d\epsilon_v^p$ est l'incrément élémentaire de déformation volumique et Δu est l'incrément à la fin de N cycles de chargement.

Nous déduisons de l'équation (3.13), l'expression du taux de montée de pression interstitielle comme suit :

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} = 1 - \exp(-M\varepsilon_v^p). \quad (3.14)$$

3.6.3 Validation de la méthode proposée par la littérature

Le but de cette section est de vérifier la validité du modèle proposé par rapport aux résultats des essais de laboratoire. Une comparaison des résultats obtenus par l'application de cette méthode est faite par rapport aux résultats des essais triaxiaux cycliques contrôlés en déformation (Dobry, 1985 [27]). Ces résultats montrent que la génération de pression interstitielle pour un nombre donné de cycles à différentes amplitudes de déformation de cisaillement cyclique se situe dans une bande étroite pour une large gamme de types de sable. Dobry (1985) [27] a effectué des essais triaxiaux cycliques pour des sables de densité relative comprise entre 20% et 80%, en appliquant 10 cycles d'amplitude de déformation de cisaillement comprise entre 10^{-4} et -10^{-2} . Les courbes en ligne continue sur la figure 3.9 délimitent le fuseau obtenu par Dobry (1985) [27].

La validation consiste à prédire la réponse d'un échantillon sableux soumis à 10 cycles de différents niveaux de distorsion en utilisant la combinaison du modèle de Byrne et de l'accumulation empirique de pression interstitielle (Martin et al. (1975) [71]).

Le tableau 3.6.1 montre les caractéristiques de huit types de sables différents étudiés par Sawicki et Swidzinski (2006) [92] à partir de différents forages dans la baie d'Izmit, de densités relatives comprises entre 20% et 80%.

Nous avons appliqué la combinaison des deux équations (3.8) pour calculer les déformations volumiques et (3.14) pour en déduire le taux de montée de pression interstitielle pour les huit sables du tableau 3.6.1. La réponse de ces sables en termes de déformations volumiques est calculée comme illustrée sur la figure 3.6. Les taux de montée de pression interstitielle r_u après 10 cycles sont tracés avec les résultats de Dobry (1985) [27] sur la figure 3.9. Le point jaune sur cette figure représente le résultat de l'exemple numérique qui sera expliqué plus tard dans cette section.

TABLEAU 3.6.1 Propriétés mécaniques des sols étudiés (Sawicki et Swidzinski, (2006) [92]).

N^o	Caractéristiques de sol			Paramètres de Byrne		Module de décharge
	Type de sol*	$D_r\%$	$(N_1)_{60}^{**}$	C_1^b	C_2^b	M
1	MS	34	5	1.15	0.35	200
2	SM	39	7	0.82	0.49	216
3	G-M(S-M)	41	7	0.71	0.57	225
4	S-M+G	43	8	0.64	0.62	231
5	S-M+G	45	9	0.56	0.71	240
6	SM	48	10	0.47	0.85	254
7	S-M+G	54	13	0.35	1.13	280
8	S-M	76	26	0.15	2.65	407

* Classification des sols d'après BS5930.

** Ces valeurs de $(N_1)_{60}$ ont été calculées à partir de D_r en utilisant la formule $D_r = 15(N_1)_{60}^{(1/2)}$ utilisée par Tokimatsu et Seed [108] pour les sables dans la gamme $30\% < D_r < 90\%$.

Pour les distorsions de l'ordre de 10^{-4} , le modèle proposé surestime les taux de montée de pression interstitielle par rapport à ceux obtenus par Dobry, (1985) [27]. Les résultats du modèle donnent un meilleur ajustement dans la bande étroite des données de Dobry pour de plus grands niveaux de distorsion ($\geq 10^{-3}$). Sur la base des données présentées dans la figure 3.9, le modèle *X-ELM* pourrait être considéré comme un bon outil d'estimation de la montée de pression interstitielle pour des niveaux modérés et élevés de déformation de cisaillement. Puisque le but de ce modèle est de prédire le déclenchement de la liquéfaction, la surestimation de la pression interstitielle de 10% pour une déformation de cisaillement cyclique de 10^{-4} et de 20% pour une déformation de cisaillement cyclique de 2.10^{-4} est considérée comme acceptable.

Exemple d'application numérique : Nous présentons un exemple complet qui détaille l'application du modèle pour l'un des huit sables présentés dans le tableau 3.6.1 : le sable $N^o 1$. Le résultat de cet exemple est représenté par un point jaune sur la figure 3.9.

. Caractéristiques du sol :

- densité relative $D_r = 34\%$;
- paramètres de Byrne $C_1^b = 1.15$ et $C_2^b = 0.35$;
- constante du module de décharge-recharge $M = 200$.

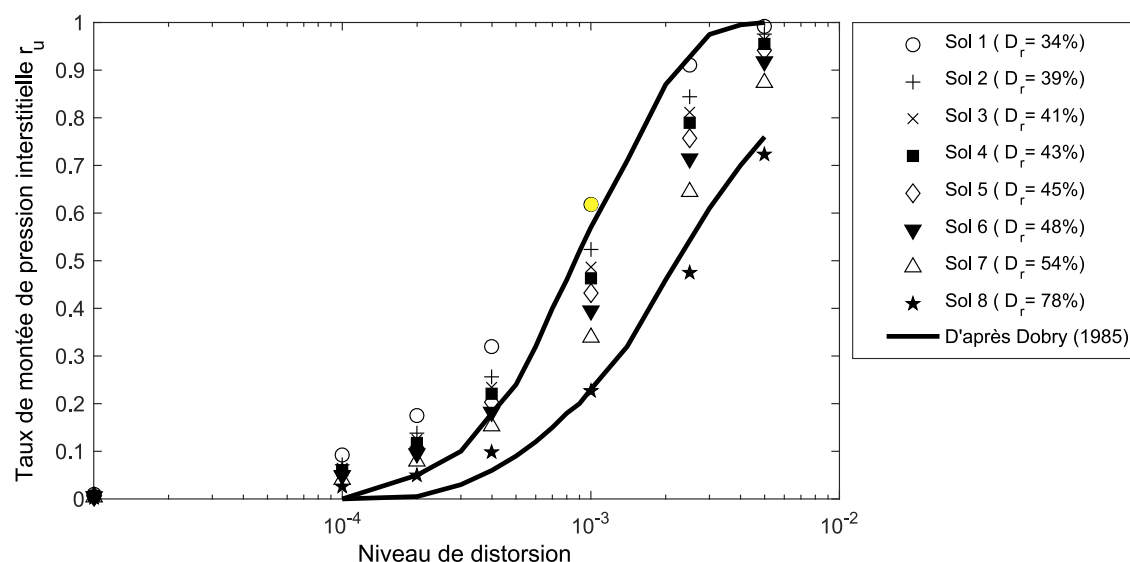


FIGURE 3.9 Génération de surpression interstitielle par rapport à l'amplitude de déformation de cisaillement imposée. Calculs basés sur X-ELM (symboles); Données d'essais de Dobry (1985), (ligne continue).

TABLEAU 3.6.2 Application du modèle sur le sable $N^{\circ}1$ pour un chargement de 10 cycles d'amplitude 1.10^{-3}

Cycle	$\Delta \varepsilon_v^p$	ε_v^p	r_u
1	1.15E-03	1.15E-03	2.05E-01
2	7.69E-04	1.92E-03	3.19E-01
3	5.88E-04	2.51E-03	3.94E-01
4	4.78E-04	2.98E-03	4.50E-01
5	4.05E-04	3.39E-03	4.92E-01
6	3.51E-04	3.74E-03	5.27E-01
7	3.11E-04	4.05E-03	5.55E-01
8	2.79E-04	4.33E-03	5.79E-01
9	2.53E-04	4.58E-03	6.00E-01
10	2.31E-04	4.81E-03	6.18E-01

. Hypothèses :

- Contrainte verticale effective initiale de 200psf (9.6kPa);
- calcul sous chargement en distorsion d'amplitude 1.10^{-3} ;
- calcul pour 10 cycles de chargement;
- déformation volumique initiale et taux de montée de pression interstitielle initial nuls : $\varepsilon_v^p(0) = 0$; $r_u(0) = 0$.

. Calculs pour le 1^{er} cycle :

$$\Delta\varepsilon_v^p(1) = C_1^b \gamma_a \exp(-C_2^b \frac{\varepsilon_v^p(0)}{\gamma_a}) = 10^{-3} * 1.15 \exp(-0.35 \frac{0}{10^{-3}}) = 1.15e^{-03};$$

$$\varepsilon_v^p(1) = \varepsilon_v^p(0) + \Delta\varepsilon_v^p(1) = 0 + 1.15e^{-03} = 1.15e^{-03};$$

$$r_u(1) = r_u(0) + (1 - \exp(-M\varepsilon_v^p(1))) = 0 + (1 - \exp(-200 * 1.15e^{-03})) = 0.205.$$

Ces calculs sont réitérés pour le cycle 2 jusqu'au cycle 10 (Tableau 3.6.2).

3.7 Prise en compte de l'effet de montée de pression interstitielle sur la dégradation du sol

La surpression interstitielle dans le sable saturé dans des conditions non drainées a une grande influence sur la résistance et la rigidité du squelette du sable. Le module de cisaillement G_{max}^0 dépend fortement de la contrainte effective dans le sol (Seed et Idriss (1970) [97]). Des auteurs comme Seed et Idriss (1970) [97], Silver et Seed (1971) [102], Hardin et Black (1966) [39], Alarcon-Guzman et al. (1989) [36], Hardin et Drnevich (1972) [40], Yasuda et Masumoto (1994) [122] ont travaillé sur la construction de courbes de dégradation du sol et ont démontré l'influence de la contrainte moyenne effective p' sur la valeur de G_{max}^0 .

Un sable saturé soumis à une contrainte de cisaillement cyclique d'amplitude constante en conditions non drainées entraîne une montée de pression interstitielle qui dégrade la résistance du sol, comme expliqué dans le paragraphe 2.3.3 du chapitre précédent.

Il est donc essentiel de considérer l'impact de la surpression interstitielle sur le module de cisaillement et par conséquent sur la réponse dynamique du sol. La dégradation du module

de cisaillement est fortement influencée par la pression de confinement et l'amplitude de déformation.

Lors des essais sous chargement cyclique en conditions non drainées, le nombre de cycles est limité pour éviter l'effet de la montée de pression interstitielle sur la construction des courbes de dégradation. Les résultats de 454 essais réalisés dans différentes conditions ont été collectés par Oztoprak et Bolton (2013) [80] pour étudier la dégradation du module de cisaillement et l'évaluation des paramètres prépondérants (contrainte effective moyenne, indice des vides, etc). D'après les résultats de ces essais, il n'y a pas de tendance évidente au biais entre les essais réalisés sur un sable sec ou humide et ceux réalisés sur un sable saturé, qu'ils aient été drainés ou non drainés. Cela confirme que l'influence du changement de volume ou celle de l'augmentation de la pression interstitielle sur la résistance au cisaillement a été négligée (Oztoprak et Bolton (2013) [80]). Seed et Idriss (1970) [97] ont montré qu'il existe une relation pratique entre la pression de confinement et le module de cisaillement. Cette relation est la suivante :

$$G = K(e, \gamma)(p')^n \quad (3.15)$$

K et n sont les paramètres du sable (K dépend de l'indice des vides et du niveau de distorsion et n est généralement pris égal à 0.5 pour les petites déformations) et p' est la pression de confinement (contrainte effective moyenne) égale à $\frac{(1+2K_0)}{3}\sigma'_v$.

Par conséquent, nous cherchons à superposer cet effet de la pression de confinement à celui de la déformation de cisaillement sur la dégradation du module de cisaillement.

G peut s'écrire sous la forme suivante :

$$G = A.F(e) \frac{G}{G_{max}} [\gamma] \cdot (p')^n \quad (3.16)$$

Considérons que $A.F(e)$ est une constante K_{max} , alors G peut s'écrire sous la forme suivante :

$$G = K_{max} \frac{G}{G_{max}} [\gamma] (p')^n. \quad (3.17)$$

Pour un taux de pression interstitielle nul,

$$p' = p'_0 = \sigma'_{v0} \frac{(1+2K_0)}{3} \quad \text{d'où} \quad G_{max}^0 = K_{max} (p'_0)^n \quad (3.18)$$

Si l'on considère que Δu est un incrément de pression interstitielle non négligeable,

$$G' = G_{max}^0 \frac{G}{G_{max}} [\gamma] \left(1 - \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}}\right)^n = G_{max}^0 \frac{G}{G_{max}} [\gamma] (1 - r_u)^n. \quad (3.19)$$

Puisque nous menons une analyse linéaire équivalente, les caractéristiques ne sont pas évaluées à chaque pas de temps mais à chaque itération. Comme la pression interstitielle calculée est une fonction du temps, prendre la valeur maximale de $\frac{\Delta u}{\sigma_{v0}}$ atteinte en fin du transitoire surestimerait les résultats.

Pour calculer la valeur effective de r_u ($r_{u_{eff}}$), nous introduisons alors un facteur de pondération dont la calibration est obtenue par une étude paramétrique :

$$r_{u_{eff}} = \chi r_{u_{max}} \quad (\chi \text{ facteur de pondération}) \quad (3.20)$$

En prenant en compte l'effet de la montée de pression interstitielle et celui de la déformation de cisaillement dans l'évaluation du module de cisaillement à chaque itération du calcul linéaire équivalent modifié *X-ELM*, la valeur de G est exprimée de la manière suivante :

$$G' = G_{max}^0 (1 - r_{u_{eff}})^n \frac{G}{G_{max}} [\gamma_{eff}] \quad (3.21)$$

3.8 Synthèse sur l'algorithme proposé

Le modèle considéré associe un calcul linéaire équivalent conventionnel et un modèle de comportement pour évaluer la montée de pression interstitielle. Il peut être considéré comme une extension du modèle linéaire équivalent dans laquelle le taux de montée de pression interstitielle est calculé après chaque calcul linéaire (itération) et son influence est prise en compte lors de l'actualisation des valeurs équivalentes du module de cisaillement G et l'amortissement réduit ξ à chaque itération.

La figure 3.1 résume les grandes étapes de l'algorithme proposé. Le calcul complet est effectué de la manière suivante :

- Initialisation des caractéristiques mécaniques et saisie des courbes de dégradation du matériau constituant la couche i : G_{imax}^0 , ρ_i , v_i , ξ_i^0 , C_{1i}^b , C_{2i}^b , $M_i = 150 + 10(N_1)_{60,i}$ et les courbes $[G/G_0 - \gamma]$ et $[\xi - \gamma]$;
- Affectation de ces données en chaque point de discrétisation;
- Décomposition du mouvement d'entrée en ondes monochromatiques (FFT);
- Pour chaque itération j :
 - Calcul de l'expression complexe de G_i^j : $\overline{G_i^j} = G_i^j \left((1 - 2(\xi_i^j)^2) + 2i\xi_i^j \sqrt{1 - (\xi_i^j)^2} \right)$;

- Calcul des matrices : masse, rigidité et amortissement ;
- Assemblage des matrices ;
- Calcul de la réponse harmonique sous excitation par un bruit blanc unitaire en accélération à la base de la colonne ;
- Calcul de la fonction de transfert en accélération entre la base du profil et la surface libre ;
- Itération sur les couches i

- Calcul de la fonction de transfert en accélération entre la base de la colonne et la couche i ;
- Calcul de la distorsion $\gamma_i(f) = 2\varepsilon_{xy_i}(f)$ dans le domaine fréquentiel ;
- Calcul de la transformée de Fourier inverse $\gamma_i(t)$ dans chaque couche i pour retourner au domaine temporel ;
- Calcul de la distorsion effective dans chaque couche i , $\gamma_{eff_i} = R_\gamma \gamma_{max_i}$ avec R_γ facteur de pondération de la distorsion effective (égal à 0.65 [95]) ;
- Interpolation des valeurs du rapport G/G_{max_i} et η_i en utilisant les courbes $(G - \gamma)_i$ et $(\xi - \gamma)_i$
- Identification des demi-cycles k de l'historique en distorsion en comptant les passages par zéro et l'amplitude γ_a de chaque demi-cycle ;

- Itération sur les demi-cycles k : **Modèle de Byrne**

. L'incrément de déformation : $\Delta \varepsilon_{v_i}^p(k) = \frac{1}{2} C_{1i}^b \gamma_{a_i}(k) \exp(-C_{2i}^b \frac{\varepsilon_{v_i}^p(k-1)}{\gamma_{a_i}(k)})$

. La déformation volumique : $\varepsilon_{v_i}^p(k) = \varepsilon_{v_i}^p(k-1) + \Delta \varepsilon_{v_i}^p(k)$

. Le taux de montée de pression intersitielle : $r_{ui}(k) = 1 - \exp(-M_i \varepsilon_{v_i}^p(k))$

Fin itération sur les demi-cycles k

- Évaluation du taux de montée de pression intersitielle effective : $r_{ueff,i} = \chi r_{ui}(final)$ avec χ coefficient de pondération de la montée de pression intersitielle effective introduit ultérieurement ;
- Évaluation du couple (G_i^j et ξ_i^j) en fonction de la distorsion effective et du taux de montée de pression intersitielle effective.

Fin itération sur les couches i

- Tester la convergence : $|\frac{G_i^j - G_i^{j-1}}{G_i^{j-1}}| < \varepsilon$ (ε est pris égale à 5 %).

Si la convergence est atteinte, le champ de déformation et le taux de montée de pression interstitielle calculés à l'itération j sont retenus ; sinon, le calcul passe à l'itération $j + 1$.

3.9 Détermination du facteur de pondération χ

Une étude paramétrique est prévue pour mieux caler le facteur de pondération de la montée de pression interstitielle effective en appliquant la méthode sur un cas test réel de la ville d'Urayasu au Japon. L'étude et les résultats seront présentés dans la section 5.6.2 du chapitre 5.

Chapitre 4

Prédicteur de montée de pression interstitielle

4.1 Introduction

Nous avons proposé dans le chapitre précédent une méthode combinée qui évalue la montée de pression interstitielle à chaque itération d'un calcul linéaire équivalent et en tient compte dans l'actualisation des caractéristiques mécaniques du sol. Cette méthode de niveau de complexité intermédiaire entre les méthodes non linéaires complexes et les méthodes simples utilisées pratiquement dans l'ingénierie, est une approche complète dans la mesure où elle fournit une réponse détaillée d'un modèle 1D de profil de sol soumis à une excitation sismique. Elle calcule les accélérations, les historiques de distorsion, les spectres de réponse, les contraintes de cisaillement, le profil de G/G_0 dégradé, l'évolution des déformations volumiques et des taux de montée de pression interstitielle en fonction du temps. Nous proposons dans ce chapitre un prédicteur qui fournit des estimations rapides du tassement induit et du taux de montée de pression interstitielle, sans exécuter de calculs transitoires.

Cette méthode de prédiction est consacrée à la quantification de l'accumulation de la pression interstitielle et à l'estimation des tassements induits par le séisme dans un profil de sol 1D après la dissipation de l'eau dans les zones non liquéfiées.

On cherche par cette méthode à prédire le risque de liquéfaction d'un sol en utilisant uniquement ses principales propriétés mécaniques, sa densité relative ainsi que les caractéristiques classiques du signal d'entrée. Les approximations faites lors du développement de ce prédicteur seront détaillées dans ce chapitre tout comme les études menées et l'algorithme proposé :

- Processus aléatoire pour la modélisation des mouvements sismiques ;
- réponse maximale du profil ;

- description des cycles ;
- calcul des déformations volumiques pour un chargement de cisaillement non uniforme ;
- algorithme et fonctionnement du prédicteur.

4.2 Processus aléatoire pour la modélisation des mouvements sismiques

Un accélérogramme sismique peut être assimilé dans une certaine mesure à une réalisation d'un processus aléatoire gaussien défini par sa Densité Spectrale de Puissance (DSP). L'instationnarité d'un mouvement sismique se révèle aussi bien au niveau des amplitudes qu'au niveau du contenu fréquentiel (Preumont (1990) [83]). L'amplitude, elle croît dans un premier temps et reste approximativement constante durant une période connue comme la phase forte du mouvement sismique avant de décroître puis de s'annuler après une certaine durée. En ce qui concerne le contenu fréquentiel, le début d'un enregistrement est en général plus riche en hautes fréquences que la suite de l'accélérogramme. Ainsi, la phase forte d'un mouvement sismique peut être considérée comme stationnaire et permet qualitativement de reproduire les phénomènes physiques. Quelques définitions relatives aux processus aléatoires sont indispensables à la compréhension de notre propos.

Densité spectrale de puissance DSP

La densité spectrale de puissance donne la valeur quadratique moyenne de la transformée de Fourier du signal. Elle représente la répartition fréquentielle de la puissance d'un signal. Ici, le mouvement sismique sera considéré stationnaire, l'expression de la DSP ne sera donc pas évolutive avec le temps.

Nous définissons alors le processus d'accélération (Γ_k) tel que :

$$\Gamma_k^i = \sum_{k=1}^{\infty} A_k \sin(\omega_k t + \phi_k^i) \quad (4.1)$$

Il s'agit d'un processus gaussien à moyenne nulle, l'aléa est contenu dans la phase ϕ_k^i qui est prise à densité constante entre 0 et π . Le mouvement étant stationnaire, les coefficients A_k sont indépendants du temps. Nous avons alors la relation :

$$E\left(\left(\sum_{k=1}^{\infty} \Gamma_k^i(t)\right)^2\right) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{\infty} A_k^2 = \int_0^{\infty} G_s(\omega) d\omega. \quad (4.2)$$

La fonction G_s est la densité spectrale de puissance (DSP) de l'accélération, $E()$ est l'espérance mathématique et $\omega = 2\pi$ la pulsation. Des modèles ont été proposés par Tajimi (1960) [104] et Clough & Penzien (1977) [20] pour déterminer cette densité.

Moments spectraux

On définit les moments spectraux λ d'ordre m d'un processus aléatoire $S(t)$ caractérisé par sa densité spectrale de puissance $G_s(\omega)$ par :

$$\lambda_m = \int_0^\infty \omega^m G_s(\omega) d\omega \quad m = 0, 1, 2. \quad (4.3)$$

Théorème de la limite centrale

Sous certaines conditions, la distribution de la somme de variables aléatoires indépendantes est gaussienne à la limite. Le théorème s'énonce alors : *"la fonction de répartition de la somme normalisée de variables aléatoires X_k mutuellement indépendantes ayant la même fonction de répartition (quelconque) tend à la limite ($n \rightarrow \infty$) vers celle d'une variable aléatoire gaussienne de moyenne nulle et de variance unitaire (Preumont (1990) [83]).*

Fréquence centrale

La fréquence centrale correspond à la fréquence prédominante du processus. Autrement dit, elle nous donne une mesure de la fréquence où l'énergie est concentrée dans le signal. Elle prend la forme suivante :

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \quad (\text{Formule de Rice}). \quad (4.4)$$

Largeur de bande

La largeur de bande caractérise l'étalement spectral du signal. Si l'énergie du signal se concentre autour de la fréquence centrale (signal à bande étroite), la valeur de la largeur de bande associée sera faible (proche de zéro). Si le signal est à large bande, la valeur de la largeur de bande associée sera grande (proche de 1). La largeur de bande normalisée δ s'écrit :

$$\delta = \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2}}. \quad (4.5)$$

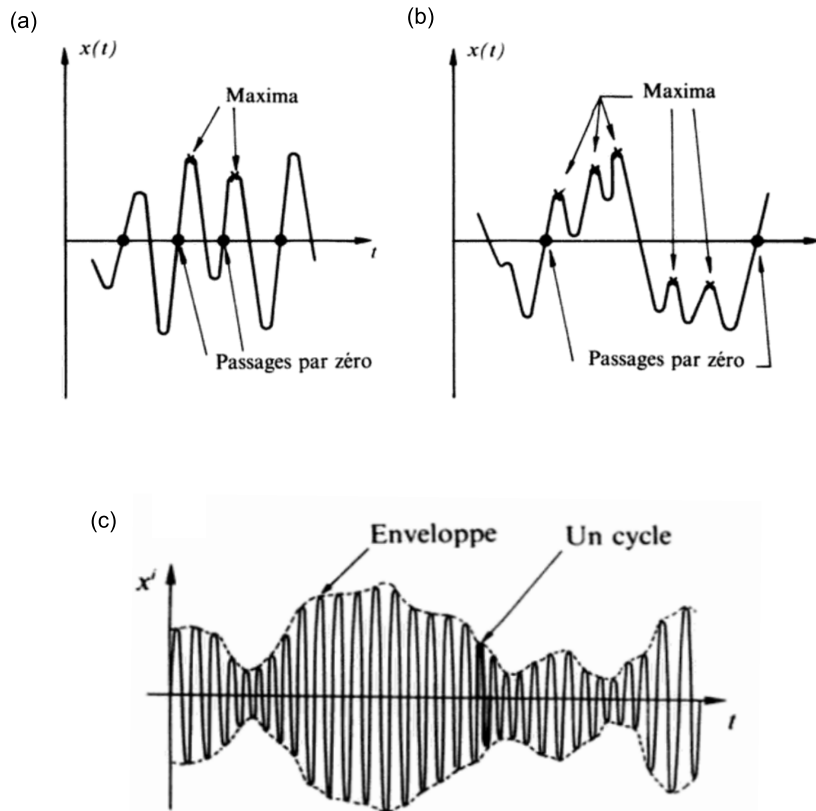


FIGURE 4.1 Passages par zéro et maxima d'un processus à bande étroite (a) et d'un processus à large bande (b) ; Enveloppe d'un échantillon de processus à bande étroite (c) (Preumont (1990) [83]).

Processus à bande étroite

Un processus dont la puissance spectrale est fortement concentrée au voisinage de la fréquence centrale est dit à bande étroite. Un signal d'un tel processus peut être approché par une sinusoïde modulée (Figure 4.1 (a)). L'enveloppe représente alors approximativement la courbe reliant les extrema de l'échantillon (Figure 4.1 (c)) (Preumont (1990) [83]).

Processus à large bande

Un processus dont la puissance spectrale est répartie sur une plus ample partie de fréquence est dit à large bande. Le signal d'un tel processus peut avoir des crêtes négatives quand les hautes fréquences sont superposées à des creux basses fréquences (Figure 4.1 (b)).

Facteur de pic

Soit $S(t)$ un processus gaussien stationnaire à moyenne nulle. Les maxima de $S(t)$ notés S_v , formant l'enveloppe de la réponse, sont distribués suivant la loi proposée par Vanmarcke :

$$F_{S_v}(S) = (1 - e^{-\frac{a^2}{2}}) \exp\left(-vT e^{-\frac{a^2}{2}} \frac{1 - e^{-\sqrt{\pi/2} a \delta^{1.2}}}{1 - e^{-\frac{a^2}{2}}}\right) \quad (4.6)$$

avec $a = S/\sqrt{\lambda_0}$ et $v = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}}$ est le nombre de passages par zéro.

L'espérance mathématique du maximum absolu de $S(t)$ nommé S_{max} est égal à :

$$E[S_{max}] = p_s \sigma_S \quad (4.7)$$

et l'écart-type lié à cette quantité vaut :

$$\sigma_{S_{max}} = q_s \sigma_S \quad (4.8)$$

Il est intéressant de connaître des expressions analytiques des facteurs de pic p_s et q_s liées à des caractéristiques du processus aléatoire comme la durée d'observation, la largeur de bande ou la fréquence centrale.

On utilisera les formules de Davenport modifiées par Der Kiureghian (1979) [22] qui donnent les expressions de p_s et de q_s en fonction des caractéristiques citées précédemment :

$$p_s = \sqrt{2 \ln v_e T} + \frac{0.5772}{\sqrt{2 \ln v_e T}} \quad (4.9)$$

$$q_s = \frac{1.2}{\sqrt{2 \ln v_e T}} - \frac{5.4}{13 + (2 \ln v_e T)^{3.2}} \quad (4.10)$$

où :

— T est la durée de l'observation ;

— $v_e = (1.635\delta^{0.45} - 0.38)v$, si $\delta < 0.69$; $v_e = v$, si $\delta \geq 0.69$

avec :

* $v = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}}$ est le nombre de passages par zéro ;

* $\delta = \sqrt{1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2}}$ est la largeur de bande.

Les variations des deux facteurs de pic en fonction du nombre de demi-cycles vT (passages par zéro) sont représentées sur la figure 4.2.

La réponse dynamique d'un profil de sol à un signal sismique peut être considérée comme un processus aléatoire à bande étroite. Par conséquent, les amplitudes d'une réponse en distorsion suivent une distribution de Rayleigh.

Les définitions précédentes des caractéristiques du processus nous permettent en outre d'étiqueter cette réponse. Dans la suite, nous ferons usage des notions de facteur de pic et

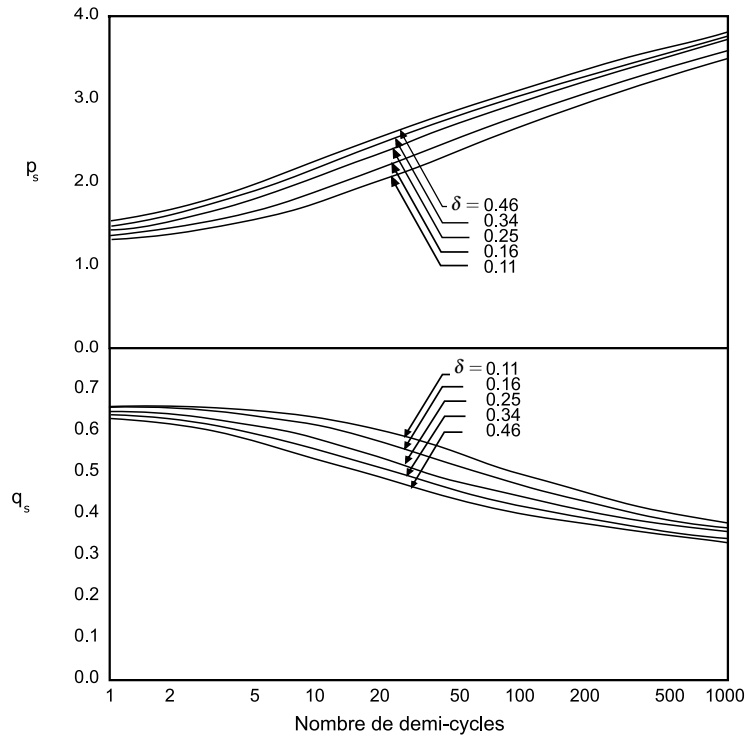


FIGURE 4.2 Les facteurs de pic p_s et q_s proposés par Der Kiureghian (1979) [22] pour différentes largeurs de bande.

de la distribution des pics pour décrire les cycles de déformation de cisaillement dus à un mouvement sismique.

4.3 Description des cycles

Nous assimilons les mouvements sismiques au rocher à des réalisations de processus aléatoire gaussien à large bande, où la phase forte est considérée comme stationnaire. La phase forte selon Trifunac et Brady (1975) [111] est la portion du signal correspondant à l'intervalle 5%-95% de l'intensité Arias. Concernant les déplacements et les déformations, la réponse du profil de sol est principalement due à la contribution du premier mode (cette prépondérance du premier mode est moins claire lorsqu'on s'intéresse par exemple à la réponse en accélération). Une conséquence est qu'en chaque point $M(y)$ du modèle 1D, la déformation de cisaillement, $\gamma(t, y)$, peut être considérée comme un échantillon du processus aléatoire gaussien à bande étroite.

En terme de nombre de cycles de déformation équivalents, on considère la durée de la phase forte du signal d'excitation, T_f , et on déduit le nombre de cycles en divisant cette durée par la période propre T_1 du premier mode :

$$N_{cycles} = \frac{T_f}{T_1} \quad (4.11)$$

En termes d'amplitude, ce processus est à moyenne nulle et se caractérise par son écart type $\sigma_\gamma(z)$ (supposé indépendant du temps car l'amplitude des cycles est moyennée sur la durée de la phase forte). Les amplitudes des cycles γ_a sont distribuées suivant une fonction de densité de probabilité de Rayleigh :

$$q_\gamma(z, \gamma_a) = \frac{\gamma_a}{\sigma_\gamma^2(z)} \exp\left(-\frac{\gamma_a^2}{2\sigma_\gamma^2(z)}\right) \quad (4.12)$$

L'espérance mathématique de cette distribution est :

$$E[\gamma_a] = \sigma_\gamma \sqrt{\frac{\pi}{2}} \quad (4.13)$$

et son écart-type est :

$$\sigma_{\gamma_a} = \sigma_\gamma \sqrt{2 - \frac{\pi}{2}}. \quad (4.14)$$

4.4 Construction du prédicteur

4.4.1 Prédiction des déformations volumiques pour un chargement non uniforme

Le modèle de Byrne [13] est développé pour un chargement de cisaillement cyclique d'amplitude constante. En revanche, la réponse du profil de sol en distorsion est un chargement cyclique d'amplitude variable. On assimile le processus de réponse à un processus à bande étroite réel d'écart-type défini σ_γ afin d'utiliser une propriété de tels processus : les amplitudes des cycles de distorsion sont distribuées selon une loi de Rayleigh. Cette approximation est d'usage courant en génie parasismique (Der kiureghian (1979) [22]). L'idée de cette partie de la thèse est de proposer un outil qui prédit, à partir des propriétés d'un processus aléatoire, la réponse maximale γ_{max} et les données de sol, la réponse en termes de montée de pression interstitielle d'un profil de sol, sans devoir faire des calculs transitoires. Par analogie avec les courbes d'évolution de déformation volumique en fonction du nombre de cycles pour différents niveaux constants de distorsion (Byrne (1991) [13]), nous construisons les courbes d'évolution de déformation volumique pour différentes valeurs d'écart-type de processus σ_γ . La figure 4.3 illustre les courbes à construire. Nous effectuerons une étude statistique pour calculer l'accumulation de déformation volumique plastique en fonction

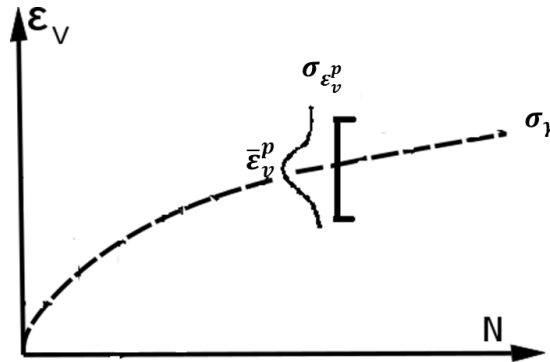


FIGURE 4.3 Illustration des courbes attendues de notre étude statistique.

du nombre de cycles pour différentes valeurs de σ_γ (différentes distributions des pics de distorsion).

4.4.2 Étude statistique

4.4.2.1 Échantillonnage

Les déformations de cisaillement usuelles en sismique (atteinte de la liquéfaction incluse) atteignent des valeurs comprises entre 10^{-4} et 10^{-2} . D'après les essais de Dobry (1985) [27] et la vérification de notre modèle faite dans le chapitre 3 et illustrée sur la figure 3.9, des niveaux de déformation de $5 \cdot 10^{-4}$ peuvent produire des montées de pression interstitielle significatives. Les niveaux de déformation de cisaillement couverts par notre étude statistique se situent entre $5 \cdot 10^{-4}$ et $1 \cdot 10^{-2}$.

En utilisant les facteurs de pic proposés par Der Kiureghian [22] (Figure 4.2), nous pouvons conclure qu'il est raisonnable de considérer l'intervalle d'écart-type suivant : $\sigma_\gamma \in [2 \cdot 10^{-4} - 4 \cdot 10^{-3}]$. Nous avons donc créé cent séquences de valeurs de pic de distorsion (amplitude d'un cycle) qui suivent la distribution de Rayleigh pour 8 valeurs différentes de $\sigma_\gamma = [2 \cdot 10^{-4}, 3 \cdot 10^{-4}, 5 \cdot 10^{-4}, 7 \cdot 10^{-4}, 1 \cdot 10^{-3}, 2 \cdot 10^{-3}, 3 \cdot 10^{-3}, 4 \cdot 10^{-3}]$.

Exemple de génération d'un historique de distorsion Nous présentons dans cet exemple la démarche suivie pour tracer l'évolution des déformations volumiques en fonction du nombre de cycles pour une valeur d'écart-type bien définie :

- Nous considérons une valeur maximale de distorsion $\gamma_{max} = 2,5 \cdot 10^{-3}$;

- nous retenons un facteur de pic égal à 2.5 (valeur moyenne acceptable et représentative des mouvements sismiques et des fréquences propres typiques des profils de sol concernés) ;
- nous calculons l'écart-type du processus via l'équation (4.7) :

$$\sigma_\gamma = \frac{\gamma_{max}}{p_s} = \frac{2,5 \cdot 10^{-3}}{2,5} = 1 \cdot 10^{-3} ;$$
- nous produisons une réalisation de 100 valeurs distribuées aléatoirement selon une loi de Rayleigh avec $\sigma_\gamma = 1 \cdot 10^{-3}$ (figure 4.4 (haut)) : nous utilisons pour cela le logiciel statistique Easyfit [94], téléchargeable gratuitement sur Internet (<http://www.mathwave.com/easyfit-distribution-fitting.html>). Ces valeurs représentent les valeurs de pic de distorsion de 100 cycles de chargement ;
- nous répétons cent fois cette procédure de façon à créer cent réalisations de 100 valeurs distribuées selon la loi de Rayleigh avec $\sigma_\gamma = 1 \cdot 10^{-3}$;

Cette démarche est appliquée pour les sept autres valeurs de σ_γ . Nous disposons donc de 800 réalisations aléatoires de pics de distorsion dont nous connaissons les valeurs d'écart-type de leurs distributions.

Nous avons calculé les facteurs de pic des échantillons générés et nous les avons comparés à ceux proposés par Der Kiureghian (1979) [22]. Cette comparaison est présentée en détail en annexe A.2.

4.4.2.2 Construction de la courbe unique du prédicteur

Pour chacune des huit cents réalisations dont nous disposons, nous calculons l'évolution de la déformation volumique cumulée comme expliqué au paragraphe 3.5. Un exemple est illustré sur la figure 4.4 (bas) et correspond à la réalisation des pics de distorsion sur la figure 4.4 (haut). La figure 4.5 montre l'évolution de la déformation volumique pour ces huit cents échantillons (100 échantillons pour chaque valeur de σ_γ).

Le matériau sur lequel nous avons mené l'étude est un sable Crystal Silica de densité relative $D_r = 45\%$, le même sable utilisé par Martin et al. (1975) [71] dans ses essais de cisaillement simple cyclique et par Byrne (1991) [13] pour construire son modèle. Les paramètres de Byrne pour ce sable sont $C_1^b = 0.8$ et $C_2^b = 0.5$.

D'après la figure 4.5, nous remarquons que les échantillons ayant la même valeur de σ_γ ont une même tendance d'évolution et forment un fuseau d'une certaine largeur. Pour chaque valeur de σ_γ , nous pouvons obtenir les valeurs de la déformation volumique moyenne accumulée et l'intervalle de variation de ε_v^p , identifié par $[\bar{\varepsilon}_v^p - \sigma_{\varepsilon_v^p}; \bar{\varepsilon}_v^p + \sigma_{\varepsilon_v^p}]$ après N cycles.

La figure 4.6 représente l'évolution moyenne pour chaque valeur d'écart-type σ_γ . A partir des données représentées sur la figure 4.5, nous pouvons également calculer l'écart type de chaque fuseau (Figure 4.7).

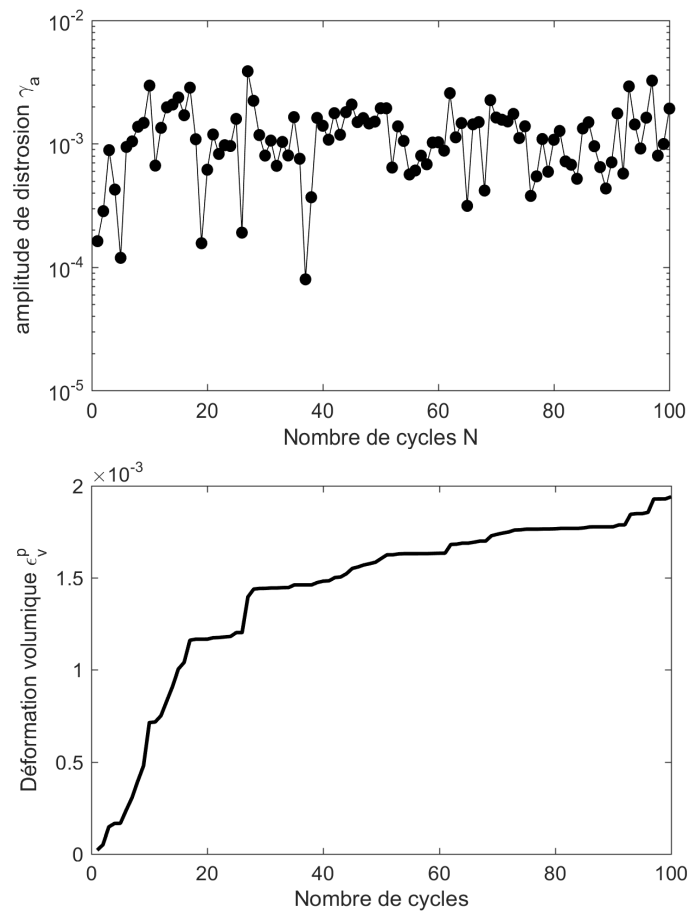


FIGURE 4.4 Séquence aléatoirement générée de 100 valeurs de pics de distorsion distribuées selon la loi de Rayleigh pour $\sigma_\gamma = 1.10^{-3}$ (haut) et la déformation volumique développée par cette séquence calculée à l'aide du modèle de Byrne (bas).

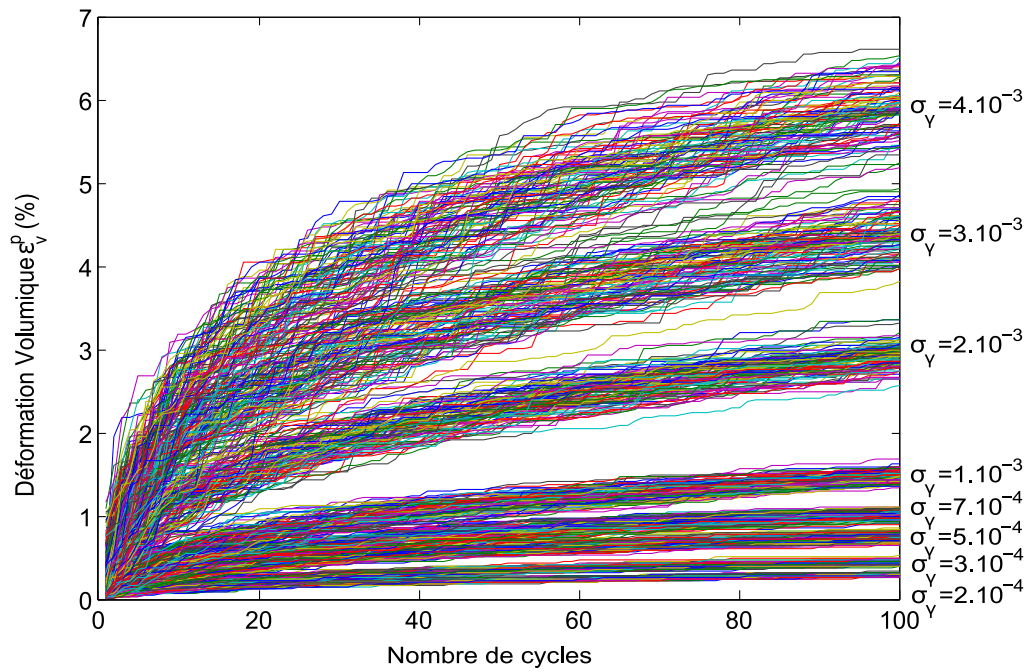


FIGURE 4.5 Déformations volumiques calculées pour les 800 échantillons (100 échantillons par valeur de σ_γ) en fonction du nombre de cycles N .

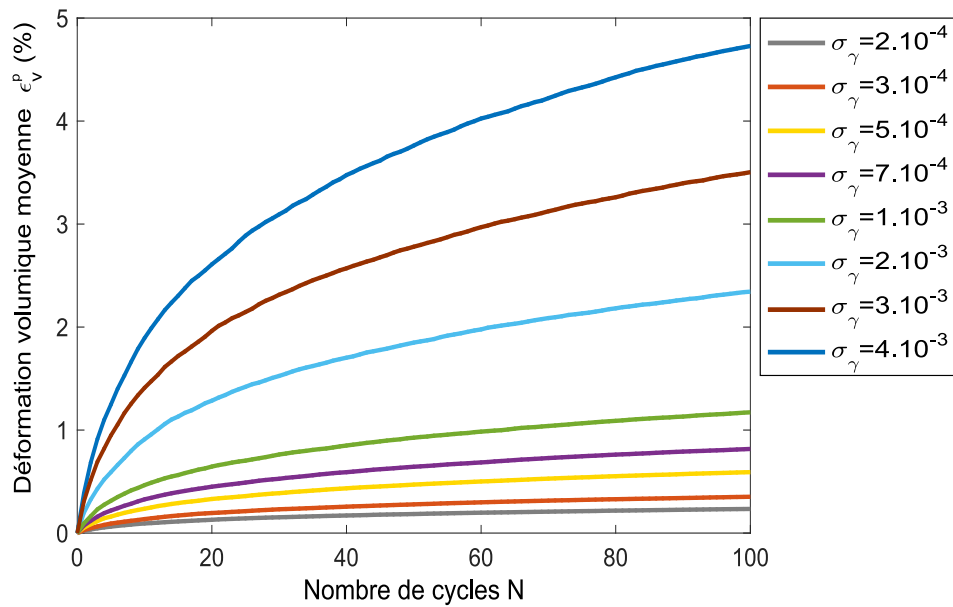


FIGURE 4.6 Déformations volumiques moyennes calculées pour différentes valeurs de σ_γ en fonction du nombre de cycles N .

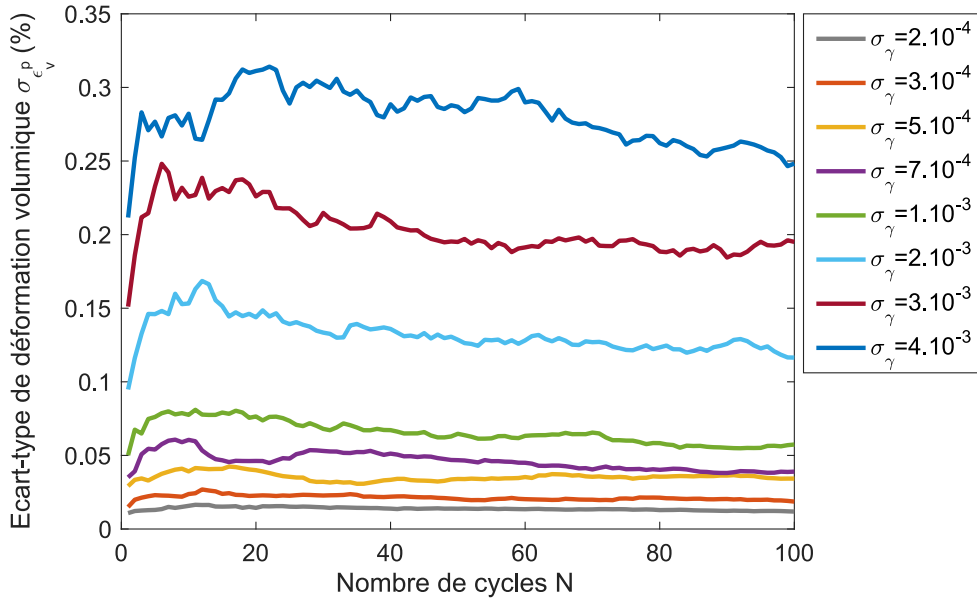


FIGURE 4.7 écart-type de la distribution des déformations volumiques calculées pour différentes valeurs de σ_γ en fonction du nombre de cycles N .

D'après la formulation proposée par Byrne (équation (2.6)), l'incrément de déformation volumique est proportionnel à la valeur de distorsion γ_a et par conséquent proportionnel à la valeur de σ_γ . Cette proportionnalité peut être observée sur la figure 4.6 où les graphes ont une évolution proportionnelle l'une par rapport à l'autre en fonction de l'écart-type du processus excitateur σ_γ . Nous normalisons les courbes de déformation volumique moyenne de la figure 4.6 par les écarts-types de processus pour obtenir une courbe unique d'évolution de déformation volumique $\frac{\bar{\epsilon}_v^p}{\sigma_\gamma}$ en fonction du nombre de cycles comme illustré sur la figure 4.8. Quant aux écarts-types de déformation volumique, ils sont présentés sur la figure 4.7. Les coefficients de variation des déformations volumiques sont calculés en normalisant les écarts-types par les déformations moyennes correspondantes $\frac{\sigma_{\epsilon_v^p}}{\bar{\epsilon}_v^p}$. L'évolution de ces écarts-types normalisés en fonction du nombre de cycles est présentée sur la figure 4.9.

La courbe unique présentée sur la figure 4.8 peut être utilisée pour prédire la déformation volumique cumulée pendant tout le séisme à partir de la réponse maximale en distorsion du profil du sol, de sa fréquence propre et de la durée de la phase forte du séisme.

La courbe unique du coefficient de variation de déformation volumique en fonction du nombre de cycles (figure 4.9) nous permet de quantifier la dispersion des valeurs de déformation par rapport à leur valeur moyenne. Plus le nombre de cycles est élevé, plus l'intervalle de variation de la valeur de déformation volumique est étroit.

La courbe unique illustrée sur la figure 4.8 a été construite pour un sable Crystal silica de densité relative $D_r = 45\%$. les paramètres de Byrne pour ce sable sont $C_1^b = 0.8$ et $C_2^b = 0.5$.

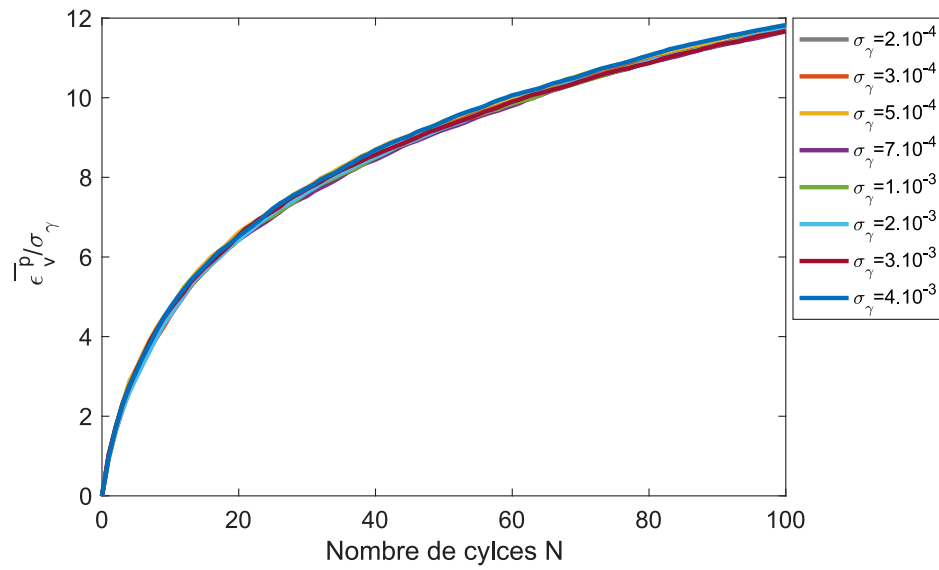


FIGURE 4.8 Courbe unique de $\bar{\epsilon}_v^p$ normalisée par σ_γ en fonction du nombre de cycles N .

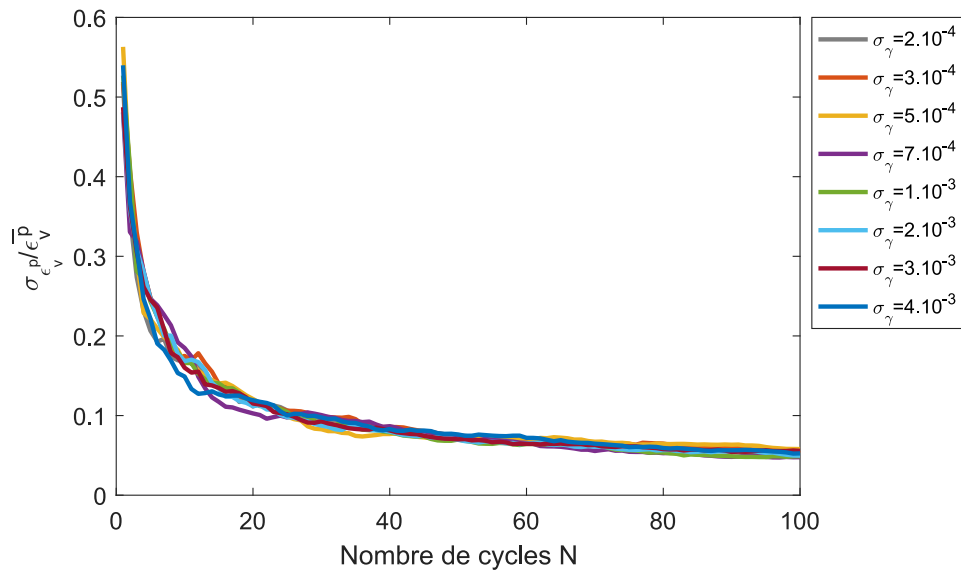


FIGURE 4.9 Courbe unique du coefficient de variation $\sigma_{\epsilon_v^p}$ normalisée par $\bar{\epsilon}_v^p$ en fonction du nombre de cycles N .

D'après l'équation (2.6) proposée par Byrne (1991) [13], la déformation volumique est proportionnelle au paramètre C_1^b du modèle.

Pour vérifier cette proportionnalité, nous reprenons les huit cents échantillons de valeurs de pic de distorsion pour construire la courbe unique au sens de la figure 4.8 pour différentes valeurs de D_r : $D_r = 60\%$ et $D_r = 80\%$.

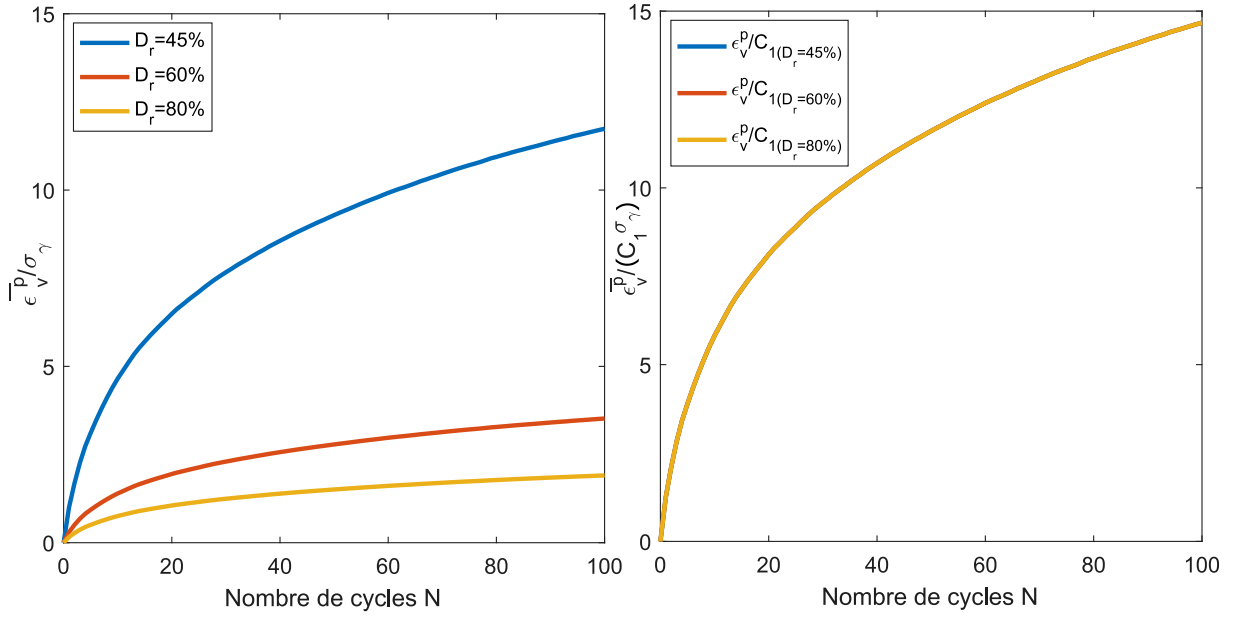


FIGURE 4.10 Courbe unique de $\bar{\epsilon}_v^p / \sigma_\gamma$ pour différentes valeurs de D_r (gauche) et courbe unique normalisée par le paramètre de Byrne C_1^b en fonction du nombre de cycles N (droite).

Nous traçons sur la figure 4.10 à gauche, les courbes uniques de déformation volumique moyenne pour les trois différentes densités relatives du sable. Ces trois courbes normalisées par le premier paramètre de Byrne C_1^b se réduisent à une seule courbe (Figure 4.10 à droite) indépendante à la fois de la distribution des pics (représentée par l'écart-type du processus) et de la densité relative du matériau (représentée par le paramètre C_1^b).

4.4.3 Avantages et limitations du prédicteur

Une courbe unique basée sur des analyses statistiques qui décrit l'évolution des déformations volumiques en fonction du nombre de cycles est proposée. Connaissant la fréquence propre du modèle, les densités relatives des matériaux qui le constituent, ainsi que la durée de la phase forte et le spectre de réponse à la base, cette courbe permet, à l'aide d'un simple procédé itératif, de prédire le taux de montée de pression interstitielle sismo-induite dans un sol saturé. La courbe unique proposée est indépendante des caractéristiques du sol et

du niveau de distorsion induit et peut être utilisée pour tout type de sol et de mouvement sismique.

L'utilisation de ce prédicteur présente certains avantages et limitations.

Avantages :

- L'accès aux paramètres de ce prédicteur est aisé et rapide ;
- la méthode utilisée est simple et classique, elle repose sur l'analyse spectrale pour calculer la réponse maximale en déformation d'un profil de sol ;
- la méthode permet d'obtenir une linéarisation équivalente présentée par une boucle itérative pour évaluer la dégradation des caractéristiques du sol en fonction de la déformation de cisaillement et de la montée de pression interstitielle ;
- la courbe unique développée dans la section précédente et illustrée sur la figure 4.10 (droite), est un outil rapide et efficace pour la prédiction des déformations volumiques, étant donnés la réponse maximale du profil de sol en déformation, le nombre de cycles équivalent et le paramètre C_1^b ;
- c'est une approche rapide en termes de temps ;
- le prédicteur peut être utilisé comme premier outil d'analyse du risque de liquéfaction dans un profil de sol 1D sous différents signaux. Cela permet d'identifier les signaux pénalisant parmi les signaux possibles pour un site et demandant une étude avancée, soit par la méthode proposée dans le chapitre 3, soit par une méthode non linéaire fiable.

Limitations :

- Sur la figure 4.9, on constate que le coefficient de variation est important lorsque le nombre de cycles est petit. Il en résulte donc une incertitude d'autant plus importante que la durée de phase forte est courte. Cependant cette incertitude n'est pas inhérente au prédicteur ; elle résulte de la variabilité des mouvements sismiques ;
- lors de la génération des échantillons des amplitudes de distorsion, l'ordre des cycles a été choisi aléatoirement et n'est pas représentatif de l'ordre des cycles dans une réponse réelle à une excitation sismique. Cependant, cette création assure la bonne distribution des pics. Une telle approximation augmente l'écart-type de déformations volumiques.

4.5 Algorithme proposé du prédicteur

Avec ce prédicteur, nous cherchons à prédire le risque de liquéfaction d'un sol en utilisant uniquement ses principales propriétés mécaniques, sa densité relative ainsi que les caractéristiques classiques du signal d'entrée et certaines approximations des processus aléatoires, en suivant l'algorithme illustré sur la figure 4.11.

4.5.1 Données d'entrées

Les données d'entrée requises pour cette approche sont les suivantes :

- les caractéristiques initiales des différents matériaux constituant le modèle de sol :
 - le module de cisaillement à très petites déformations G_0 ;
 - la masse volumique ρ ;
 - le coefficient de poisson ν ;
- le mouvement sismique (accélérogramme) ;
- Pour chaque matériau, la courbe de dégradation, G/G_0 , et celle donnant l'amortissement réduit, ξ , en fonction de la distorsion ;
- le profil des résultats SPT corrigés $(N_1)_{60}$.
- Les courbes pour le prédicteur :
 - les courbes des facteurs de pic illustrées sur la figure 4.2 (Der Kiureghian, (1979) [22]) ;
 - la courbe unique du prédicteur illustrée sur la figure 4.10 (droite).

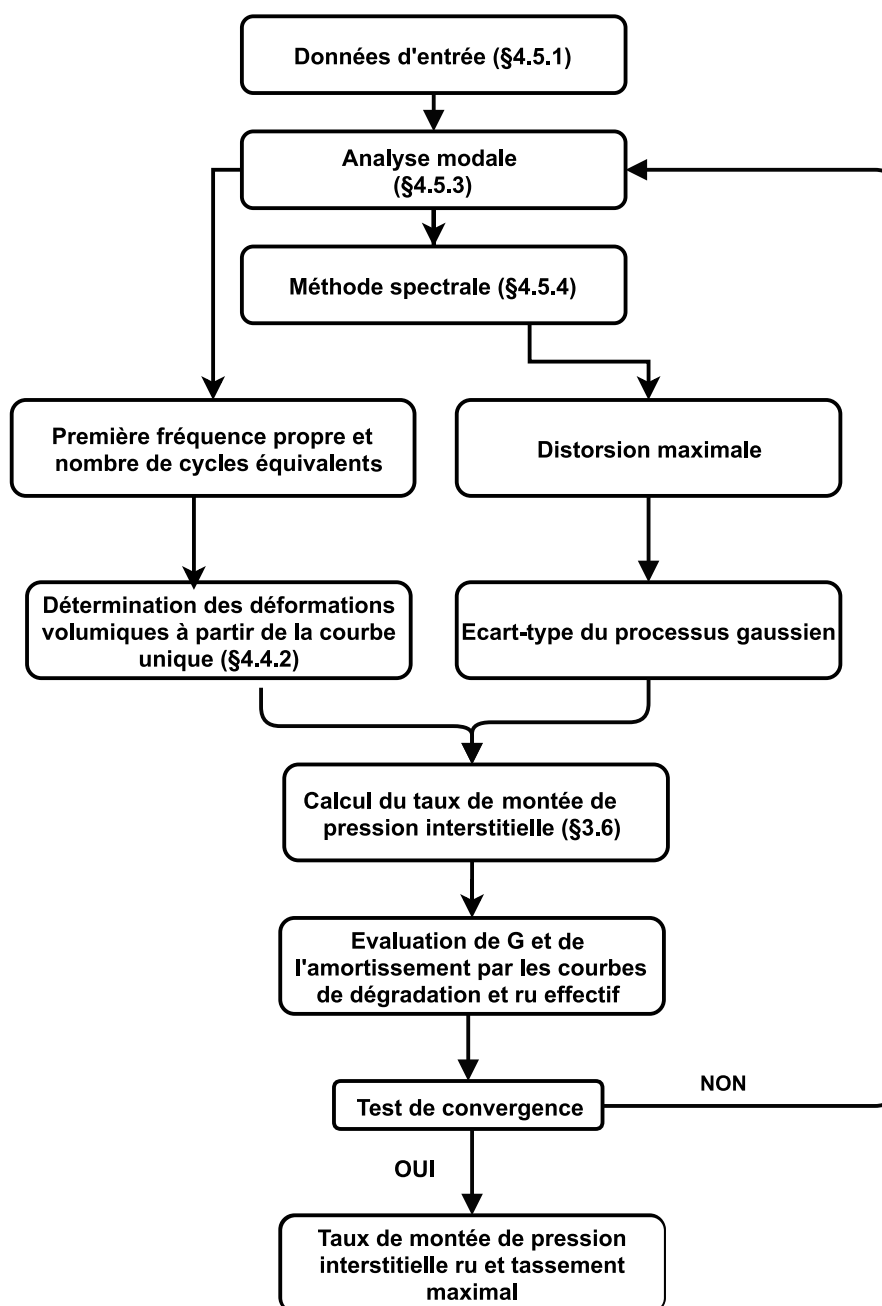


FIGURE 4.11 Algorithme proposé pour l'utilisation du prédicteur.

4.5.2 Modèle géométrique et conditions aux limites

Présentation du modèle géométrique :

Le modèle géométrique étudié est un profil unidimensionnel (largeur infinie représentée par une largeur unitaire (1 m) et des conditions latérales de symétrie permettent de modéliser

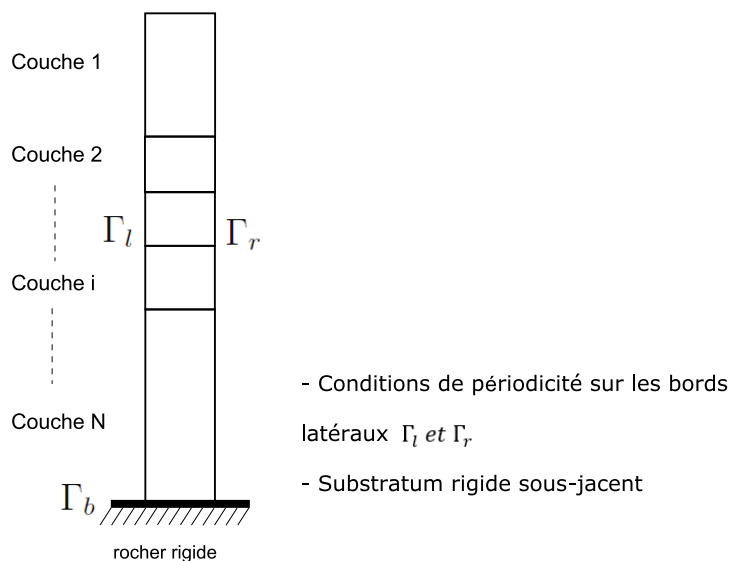


FIGURE 4.12 Modèle géométrique avec les conditions aux limites : Γ_l le bord latéral gauche, Γ_r le bord latéral droit et Γ_b la base du modèle.

cette largeur infinie), stratifié en couches horizontales ayant des caractéristiques mécaniques et dynamiques différentes.

Conditions aux limites :

Le système de couches horizontales de sol de largeur unitaire est limité dans la partie supérieure ($y = 0$) par une surface libre et à sa base ($y = H$) par un rocher rigide (figure 4.12) et présente sur les bords latéraux des conditions de périodicité.

- *Les conditions en surface de la colonne* : La surface n'est pas chargée. Les vecteurs contrainte à la surface libre sont donc nuls :

$$\sigma n = 0 \quad (4.15)$$

Avec n le vecteur de direction unitaire et σ le vecteur contrainte $\{\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{xy}\}$.

- *Bords droit et gauche de la colonne* : conditions de périodicité. Cela signifie que les déplacements des nœuds des faces gauche et droite en vis-à-vis sont rendus égaux :

$$\begin{aligned} u_h(x_l) &= u_h(x_r) \\ u_v(x_l) &= u_v(x_r) \end{aligned} \quad (4.16)$$

$$\forall x \in \Gamma_l \cup \Gamma_r : \{y_l \in \Gamma_l = y_r \in \Gamma_r\}$$

Avec h l'indice désignant la direction horizontale et v la direction verticale.

Des couches horizontales infinies sont ainsi modélisées.

- *Bas de la colonne* : le profil 1D est modélisé avec un encastrement à sa base. Le substratum est ainsi modélisé comme un rocher rigide. Les déplacements dans les deux directions sont bloqués : $u_d = 0$.

Mouvement sismique Le modèle de sol est en condition encastree à la base, donc le mouvement sismique appliqué est celui du fond de puits à la base de la colonne. Pour la méthode utilisée avec le prédicteur, le mouvement sismique à la base est transformé en spectre de réponse qui est par la suite utilisé pour calculer la réponse maximale du profil par méthode spectrale.

4.5.3 Analyse modale du profil

Pour étudier les vibrations libres d'une structure non amortie, nous résolvons un problème modal qui s'écrit sous la forme suivante :

$$K\phi = \omega^2 M\phi, \quad \phi \neq 0 \quad (4.17)$$

où

K est la matrice de rigidité matérielle, symétrique réelle ;

M est la matrice de masse (symétrique réelle) ;

$\omega = 2\pi f$ est la pulsation propre, f est la fréquence propre.

ϕ est le vecteur de déplacement propre associé

Les modes propres manipulés (ω, ϕ) sont des valeurs réelles à déterminer.

4.5.4 Réponse maximale du profil par méthode spectrale

La réponse maximale du profil de sol en distorsion peut être calculée par la méthode spectrale. Cette méthode s'appuie sur la notion de spectre d'oscillateur d'un accélérogramme d'un séisme et utilise des caractéristiques générales issues d'une analyse modale de la structure (fréquence propre, facteur de participation et déplacement propre associé au mode) (J-B. Matibet, (2003) [7]).

La réponse maximale en déplacement relatif d'un oscillateur simple (ω_i, ξ_i) pour une direction d est déterminée à partir du spectre de pseudo-accélération absolue $S_a(\omega_i, \xi_i)$. Le déplacement relatif maximal à une profondeur y d'un profil de sol pour le mode i est (J-B. Matibet, (2003) [7]) :

$$u_{himax}(y) = \phi_i(y) p_i \frac{S_a(\omega_i, \xi_i)}{\omega_i^2} \quad (4.18)$$

où

- . p_i est le facteur de participation du mode i dans la direction d ;
- . $\phi_i(y)$ est le vecteur de déplacement propre associé au mode i à la profondeur y . ce vecteur est normalisé à la valeur maximale du déplacement.
- . ξ est l'amortissement réduit.

La distorsion maximale est la combinaison des contributions des modes i selon la formule suivante :

$$\gamma_{max}(y) = \sum \frac{du_{hi,max}(y)}{dz} = \sum \frac{d\phi_i(y)}{dy} p_i \frac{S_a(\omega_i, \xi_i)}{\omega_i^2} \quad (4.19)$$

Dans notre travail, nous faisons l'hypothèse que la réponse est prépondérante dans le premier mode, et la formule utilisée est donc :

$$\gamma_{max}(y) = \frac{d\phi_1(y)}{dy} p_1 \frac{S_a(\omega_1, \xi_1)}{\omega_1^2} \quad (4.20)$$

4.5.5 Mise en œuvre de l'algorithme du prédicteur

La figure 4.11 résume les grandes étapes de l'algorithme. Le calcul complet est effectué de la manière suivante :

- + Initialisation des caractéristiques mécaniques et saisie des courbes de dégradation du matériau constituant la couche i : G_i^0 , ρ_i , ν_i , C_{1i}^b , C_{2i}^b , $M_i = 150 + 10(N_1)_{60,i}$ et les courbes $[G/G_0 - \gamma]$ et $[\xi - \gamma]$;
- + Pour chaque itération j :
 - ++ Analyse modale du profil de sol 1D, pour calculer le vecteur propre $\phi_1^j(y)$ pour un point M situé à une profondeur y dans le modèle, le facteur de participation p_1^j et la fréquence propre f_1^j du profil du premier mode (mode prépondérant) (cf paragraphe 4.5.3) ;
 - ++ Calcul de la durée de la phase forte du signal T_f et calcul du nombre de cycles équivalents (équation (4.11)).
 - ++ Calcul du spectre de réponse de l'accélérogramme à la base de la colonne de sol (nous commençons avec un amortissement $\xi = 5\%$ pour la première itération) et avec l'amortissement ξ^j pour l'itération j ;
 - ++ Itération sur les couches i

+++ Calcul de la réponse maximale en distorsion $\gamma_{max}(z)$ par méthode spectrale (cf section 4.5.4) :

$$\gamma_{max_i} = \frac{d\phi_{1i}}{dy} p_1^j \frac{S_a(\omega_1^j, \xi_1^j)}{\omega_1^2}$$

+++ Calcul de l'écart-type du processus pour chaque couche : $\sigma_{\gamma_i} = \frac{\gamma_{max_i}}{p_s}$
la valeur de p_s correspondant à N_{cycles} est lue sur les courbes de Der Kiureghian (figure 4.2);

+++ Calcul de la distorsion effective dans chaque couche i : $\gamma_{eff_i} = R_\gamma \gamma_{max_i}$
avec R_γ facteur de pondération de la déformation effective (égal à 0.65 [95]);

+++ Interpolation des valeurs du rapport G/G_{max_i} en utilisant les courbes $(G - \gamma)_i$;

+++ Lecture de la valeur de $\varepsilon_v^p(N_{cycles})$ sur la courbe unique (Figure 4.10 (droite))
qui correspond au nombre de cycles N_{cycles} ;

+++ Calcul des déformations volumiques : $\varepsilon_v^p = C_1^b \varepsilon_v^p(N_{cycles} \sigma_{\gamma_i})$;

+++ Calcul du taux de montée de pression interstitielle : $r_{ui} = 1 - \exp(-M_i \varepsilon_v^p)$

+++ Évaluation du taux de montée de pression interstitielle effective :

$r_{ueff,i} = \chi r_{ui}$; avec χ facteur de pondération de montée de pression interstitielle effective dont la valeur va être établie au chapitre 5;

+++ Évaluation du couple (G_i^j, ξ_i^j) en fonction de la distorsion effective et du taux de montée de pression interstitielle effective : l'équation 3.21 est utilisée pour G_i^j . L'amortissement ξ_i^j est un amortissement équivalent du profil de sol qui correspond à une distorsion égale au déplacement en surface divisé par la hauteur H de la colonne : $\gamma_{eq} = \frac{1}{H} p_1 \frac{S_a(\omega_1, \xi_1)}{\omega_1^2} 1$;

++ Fin itération sur les couches i

++ Test de convergence : $|\frac{G_i^j - G_i^{j-1}}{G_i^{j-1}}| < \varepsilon$ (ε est pris égale à 5 %).

Si la convergence est atteinte, nous conservons les déformations et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'itération j ; sinon, le calcul passe à l'itération $j + 1$.

Ce prédicteur sera appliqué sur le cas-test réel de la ville d'Urayasu au Japon dans le chapitre 5. Dans le chapitre 6, dédié à l'extension de la méthode X-ELM pour des géométries 2D, le prédicteur sera l'outil utilisé pour estimer le risque de liquéfaction.

1. Cet amortissement peut être sous-estimé pour l'éventuelle couche fusible et doit alors être affecté d'un facteur de pondération. Des études de sensibilité ont été menées durant la thèse pour calibrer ce facteur mais les résultats n'étaient pas satisfaisants. La rectification du taux d'amortissement dans cette couche entraine une surestimation dans les autres couches.

Chapitre 5

Application des approches X-ELM et prédicteur à une configuration réelle : La ville d'Urayasu durant le séisme de Tohoku en 2011

5.1 Introduction

Dans le chapitre 3, nous avons associé une approche linéaire équivalente combinée X-ELM à un modèle d'évaluation de liquéfaction dans une formulation par éléments finis pour modéliser la propagation verticale (1D) des ondes de cisaillement et analyser la montée de pression interstitielle. Un prédicteur de montée de pression interstitielle a été introduit dans le chapitre 4. Dans ce chapitre, nous appliquons les deux approches, X-ELM et prédicteur, pour simuler et prédire la liquéfaction dans des sols saturés pour des séismes réels. Nous nous appuyons, pour valider notre démarche, sur des observations faites dans la ville japonaise d'Urayasu à l'occasion du séisme de 2011 de la côte Pacifique de Tōhoku du 11 mars 2011 ($M_w = 9.0$). Pour l'approche X-ELM, nous utilisons les conditions aux limites "frontière absorbante" à la base et le signal d'entrée est au rocher affleurant. En revanche, pour le prédicteur, le profil de sol est modélisé en base encastrée et le signal appliqué est le signal en fond de puits à la base de la colonne.

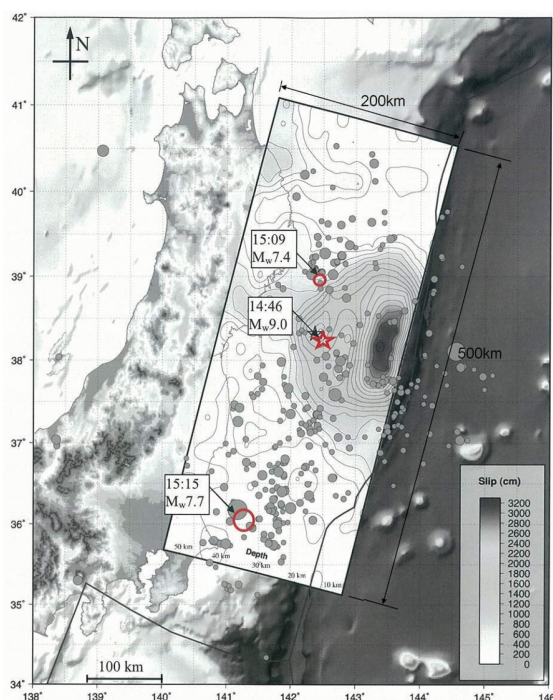


FIGURE 5.1 Zone épicentrale du séisme de Tōhoku 2011 (Hayes et al. (2011) [41]).

5.2 Le séisme de 2011 de la côte Pacifique du Tōhoku

Le 11 mars 2011, un séisme extrêmement important a secoué la large zone du nord du Japon à 14h47 (JST). La magnitude du séisme était de $M = 9.0$ et l'évènement a libéré une quantité d'énergie sans précédent. Ce séisme a été le plus important jamais enregistré au cours des 150 dernières années depuis le début de l'observation sismique au Japon (Ishihara et al. (2011) [53]). Le même jour que l'évènement principal, deux répliques se sont produites, l'une à 15h09 avec $M = 7.4$ au nord et l'autre à 15h15 avec $M = 7.7$ au sud.

L'épicentre du choc principal était localisé sous l'océan, à 175 km de Sendai comme le montre la figure 5.1, suivi par une réplique à 15h09 avec un épicentre situé à environ 150 km à l'est de la côte nord. Les ruptures de failles se sont déplacées vers le sud, générant la plus grande réplique à 15h15 sur un site situé au sud à 30 km de la côte de la préfecture d'Ibaragi (Figure 5.1). Le séisme a été suivi d'un énorme tsunami qui a submergé et détruit de nombreuses villes et fait de très nombreuses victimes le long de la côte du Pacifique : 15867 personnes décédées et 2909 disparues en date du 11 juillet 2012 (Yasuda et al. (2012) [123]). Le tsunami a brisé le système de refroidissement d'urgence d'une centrale nucléaire à Fukushima exposant de vastes régions du Japon aux radiations et provoquant une pénurie d'électricité. Ce séisme a également causé d'importants problèmes liés au comportement du

sol, notamment une importante liquéfaction du sol dans la région de la baie de Tokyo causant l'endommagement de nombreuses maisons et réseaux d'infrastructures, des glissements de terrain, et l'effondrement de barrages et de digues.

Des caractéristiques de la liquéfaction et des dommages associés seront décrites dans la section suivante du présent chapitre.

5.3 Description du site de la ville d'Urayasu et des dommages observés

La baie de Tokyo est une grande baie faisant face à l'océan Pacifique avec une longueur d'environ 60 km et une largeur d'environ 20 km. De nombreuses rivières de taille moyenne, Tama, Sumida, Arakawa, Edo et d'autres rivières coulent dans la baie en transportant les sols érodés des montagnes avoisinantes de 1000 à 2000 m de hauteur et forment ainsi des deltas. Plusieurs villes de la baie de Tokyo agrandies récemment par gain d'emprise sur la mer ont subi des dommages de liquéfaction durant le séisme de 2011 de la côte Pacifique du Tōhoku. Parmi ces villes, la ville d'Urayasu constitue notre cas d'étude.

La ville d'Urayasu se compose de trois parties, classées en termes de période de remblaiement : la partie la plus ancienne de Moto-Machi est une terre naturelle, les deux autres Naka-Machi et Shin-Machi sont des terre-pleins qui ont été gagnés sur la mer après 1964 et jusqu'en 1980 (Figure 5.2). Dans les travaux de remblaiement, les sols dragués ont comblé le volume entre le fond de la mer et la surface. La figure 5.2 schématise le processus du travail de remblaiement. Les sols injectés contiennent beaucoup d'eau et le fait de déplacer la pompe durant le remblaiement induit une grande hétérogénéité de la stratigraphie (Yasuda et al. (2012) [123]). Aucun travail d'amélioration de sol n'a été effectué après le remplissage des sols injectés à part des zones particulières comme celle de Disney land (Yasuda et al. (2012) [123]).

Après le séisme de 2011 de la côte Pacifique du Tōhoku, de nombreux chercheurs ont commencé à enquêter sur les sites liquéfiés, les caractéristiques de la liquéfaction, les conditions de sol et les dommages causés par ce phénomène. Ishihara et al. (2011) [53] ont étudié les conditions de sol sur les sites liquéfiés et non liquéfiés dans la région de la baie de Tokyo et particulièrement dans la ville d'Urayasu. Ils ont enquêté également sur les dégâts dans des endroits spécifiques de la ville correspondant à différents emplacements de forage. Tokimatsu et Katsumata (2012, 2013) [107] [109] ont mené une enquête détaillée sur les dommages causés dans la ville d'Urayasu. Les résultats ont été synthétisés sur des cartes représentant les zones liquéfiées et non-liquéfiées (Figure 5.3 (a)). L'étendue de la liquéfaction du sol est classée en quatre catégories (pas de liquéfaction, liquéfaction légère, modérée et

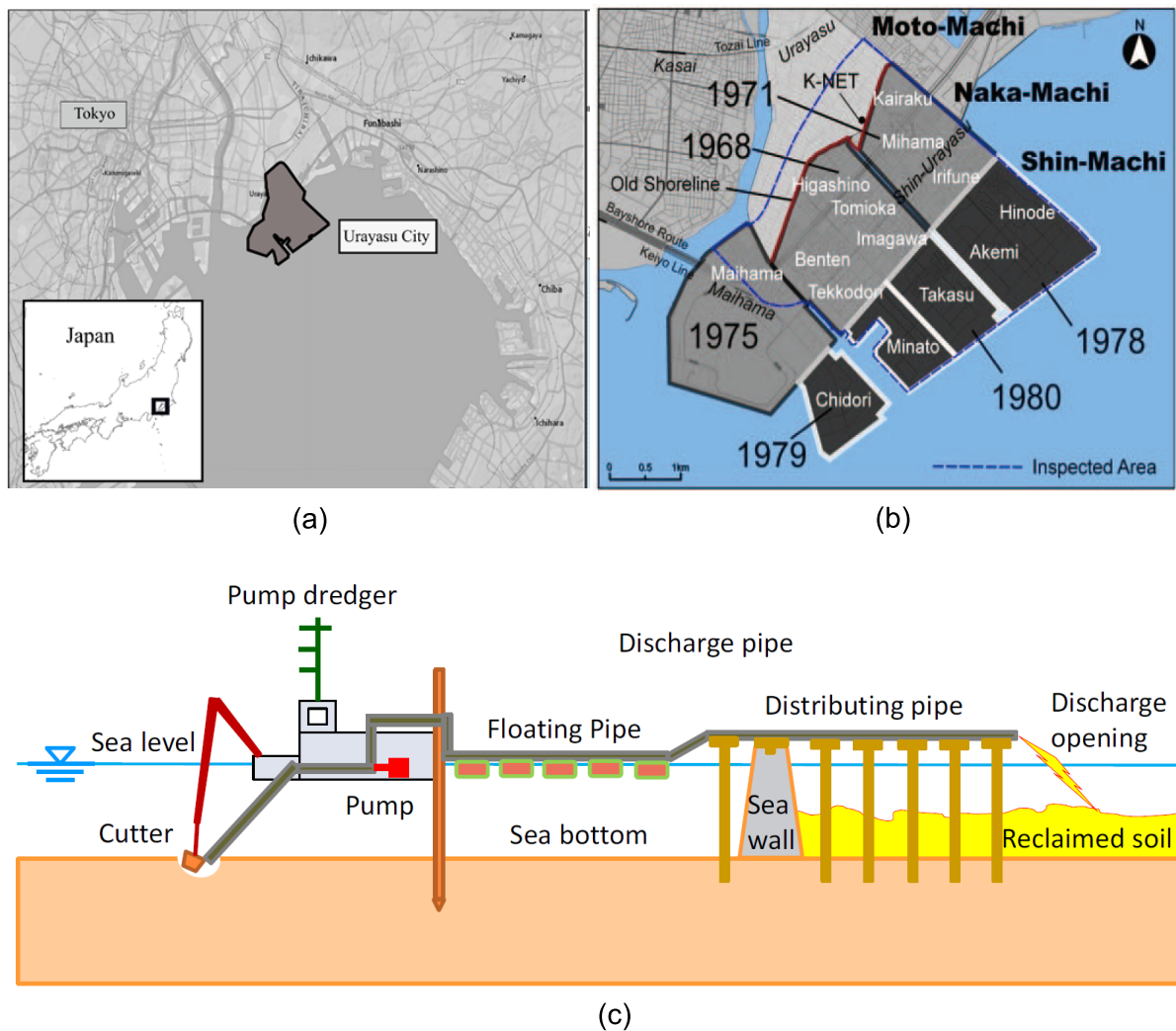
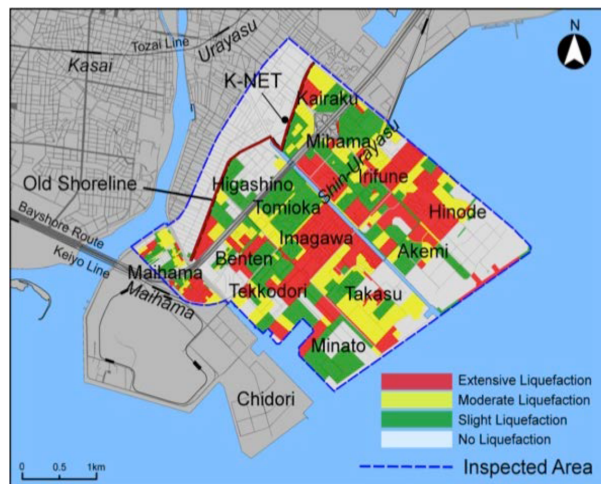


FIGURE 5.2 (a) localisation de la ville d'Urayasu dans la baie de Tokyo; (b) Carte des travaux de remblaiement de la ville d'Urayasu d'après Tokimatsu et al. (2012) [107] et (c) Schéma illustratif des travaux de remblaiement d'après Yasuda et al. (2012) [123]).



(a)

	Measured value (cm)		
	Max.	Av.	Min.
Around Urayasu Station (Nekozone, Todaijima, Kitasakae)	0	0	0
Maihama	—	—	—
Tomioka	30	26	15
Imagawa	50	22	5
Mihama-Irifune	45	19	7
Minato	60	22	5
Takasu	50	23	2
Akemi-Hinode (northwest)	65	32	3
Akemi-Hinode (southeast)	15	8	2

(b)



(c)



(d)



(e)

FIGURE 5.3 (a) Carte montrant l'étendue des dommages de liquéfaction; (b) valeurs de tassements mesurés à Urayasu; (c) cratères de sable observés (d) Grand tassement autour des pieux des bâtiments et (e) Basculement des bâtiments d'après Tokimatsu et al. (2012) [107]).

forte), sur la base des performances des sols et des bâtiments, y compris les installations au sol ainsi que les basculements et les inclinaisons des maisons. Ils ont également mesuré les tassements post-liquéfaction et fourni des valeurs maximales, minimales et moyennes de ces mesures dans différents quartiers de la ville d'Urayasu (Figure 5.3 (b)).

Sur la base de ces observations, on peut confirmer qu'aucune liquéfaction n'a été détectée au nord dans la partie ancienne de la ville, y compris au voisinage de la station K-Net Urayasu CHB008. Les cônes de liquéfaction, l'affaissement du sol et l'enfoncement des maisons en bois ont été largement observés dans les parties gagnées.

Ci-dessous sont résumées les observations dans la zone anthropique :

1. Dans la zone où la liquéfaction s'est produite, beaucoup de sable a été transporté à la surface (Photo 5.3 (c)).
2. Beaucoup de bâtiments et de maisons sur des fondations (Photos 5.3 (e)) se sont inclinés et déstabilisés mais sans endommager la superstructure du fait que de nom-

breux bâtiments avaient adopté des fondations très rigides pour éviter les dommages résultant de la liquéfaction.

3. De nombreux bâtiments soutenus par des pieux ont subi un soulèvement apparent de l'ordre de 50 cm qui correspond en réalité au tassement du sol environnant (photo 5.3 (d)).
4. Dans les régions où le sol a été traité avant le séisme, il n'y a pas de dommages induits par la liquéfaction (par exemple Tokyo Disney land).

5.4 Caractéristiques du signal sismique et dé-convolution

Plusieurs stations des réseaux K-Net et Kik-Net sont installées dans la région de Kanto où les accéléromètres se sont déclenchés. Le mouvement sismique enregistré à la station Urayasu K-Net est présenté sur la figure 5.4. L'accélération horizontale maximale (PGA) est égale à 1.57 m/s^2 dans la direction est-ouest. D'après Ishihara et al. (2011) [53], en regardant la trajectoire de l'enregistrement de l'accélération à Urayasu, on remarque que le mouvement prédominant était dans la direction est-ouest. Cette seule composante sera considérée pour la suite de l'étude de la réponse sismique à Urayasu. Il est à remarquer sur la figure 5.4 que l'événement principal à Tokyo a duré jusqu'à 300 secondes. Cet enregistrement sismique est considéré comme le plus long jamais enregistré dans le monde (Ishihara et al. (2011) [53]). Une telle durée de mouvement sismique est la principale cause de la liquéfaction et des dommages désastreux observés à Urayasu.

Les spectres de réponse des accélérations enregistrées à la station Urayasu K-Net sont représentés sur la figure 5.5. On remarque que la réponse spectrale maximale s'est produite à une fréquence d'environ 1 Hz.

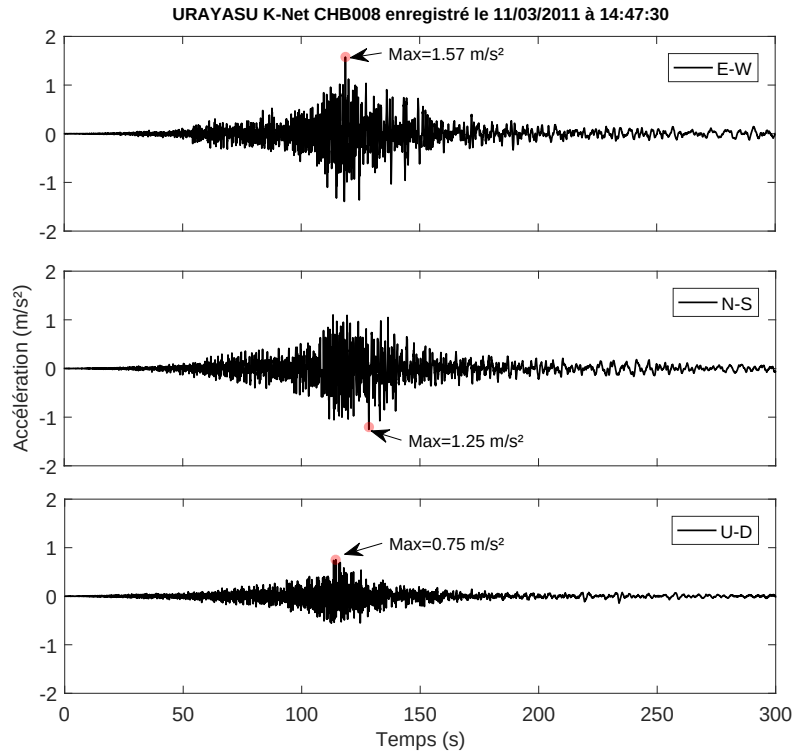


FIGURE 5.4 Accélérogrammes enregistrés à la station K-net Urayasu lors du tremblement de terre de Tohoku ($M_w = 9.0$) le 11 Mars 2011 à 14h47.

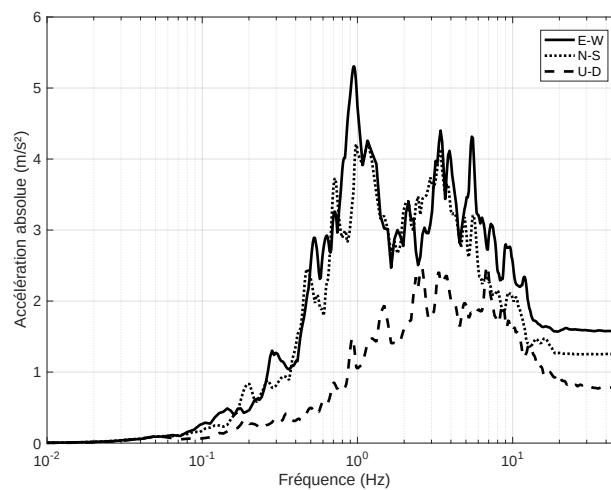


FIGURE 5.5 Spectres de réponse en accélération absolue des accélérogrammes enregistrés à la station K-net Urayasu (pour 5% d'amortissement critique).

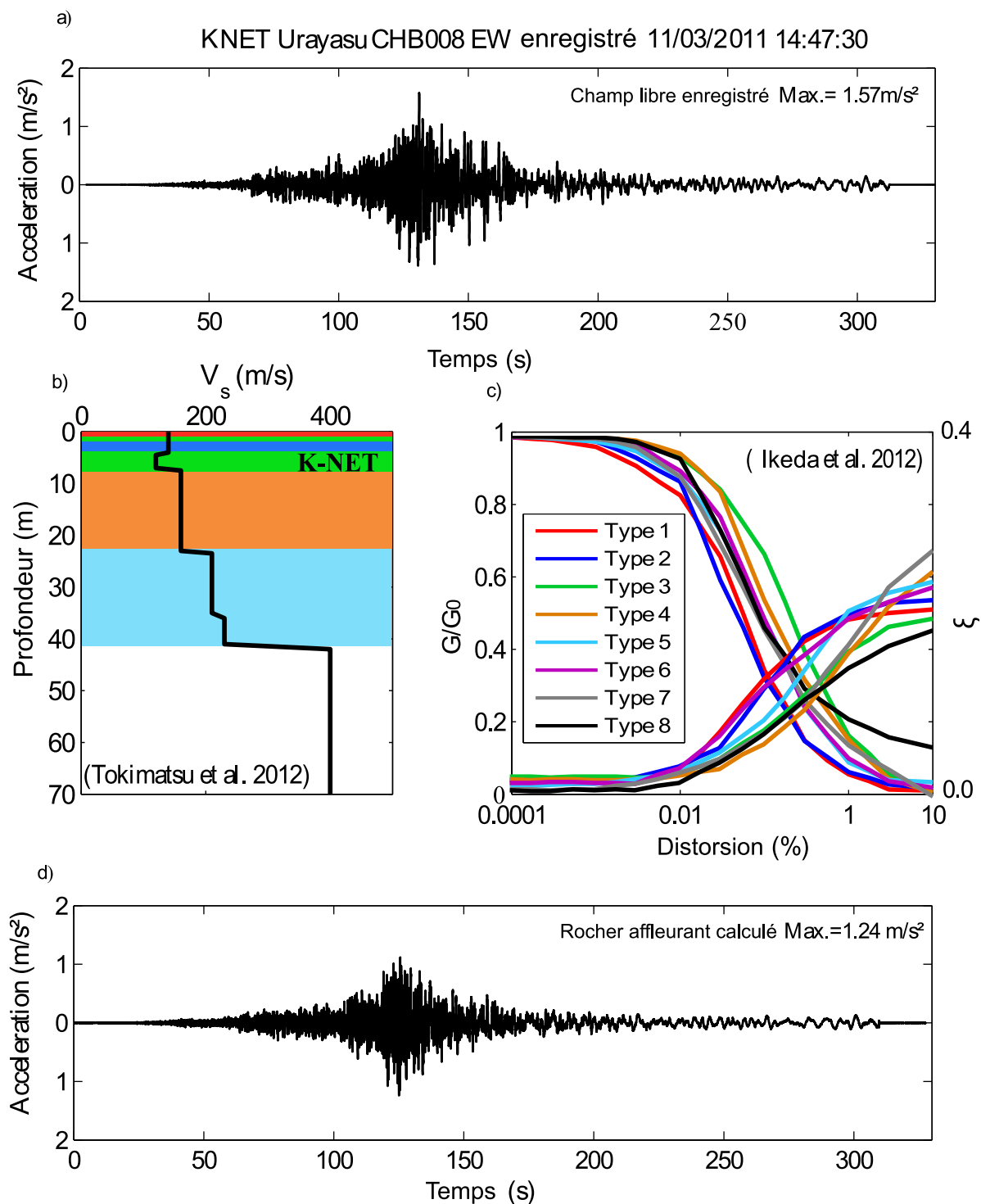


FIGURE 5.6 Déconvolution du mouvement sismique de surface enregistré (a) en utilisant le profil V_s à la station K-net (b) et les courbes de réduction du module de cisaillement et la variation d'amortissement pour les différents types de sols présents à Urayasu (c) pour calculer le mouvement sismique au rocher affleurant (d).

Aucune liquéfaction du sol n'a été observée autour de la station K-Net (Katsumata et al. (2012) [59]). Un substratum commun à toute la zone d'étude se trouve à une profondeur de 70 m. Nous effectuons alors une analyse dynamique linéaire équivalente pour déterminer par déconvolution le mouvement d'affleurement à ce substratum à la station K-Net. Le profil V_s reproduit sur la figure 5.6 (b) et les propriétés non linéaires représentées par les courbes de dégradation de la figure 5.6 (c) seront alors utilisés. Nous prendrons ensuite ce mouvement au niveau du substratum, en condition de rocher affleurant comme signal d'entrée à la base des différents profils de sol.

5.5 Stratigraphie des profils étudiés

De nombreuses données ont été recueillies grâce à des sondages géotechniques réalisés à plusieurs endroits de la ville d'Urayasu. Ces données ont été fournies par la Banque d'informations géologiques de Chiba [18] qui les avait récupérées au cours de la période 1960-1990, lors des travaux de remblaiement.

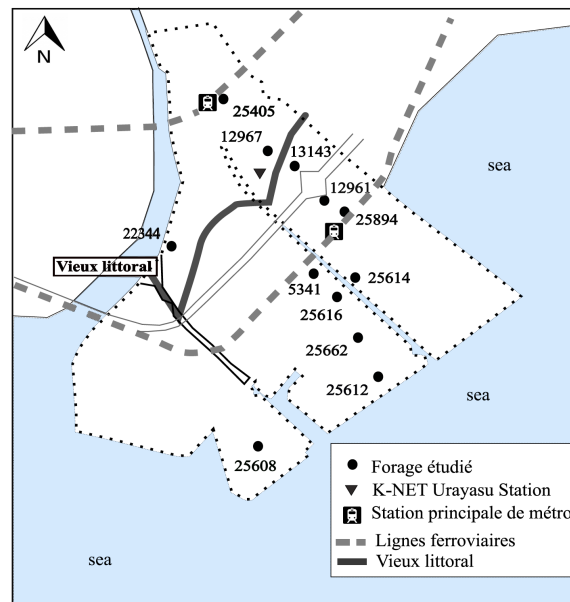


FIGURE 5.7 Emplacement des forages étudiés dans la ville d'Urayasu.

La figure 5.7 montre l'emplacement des douze forages sélectionnés par Ishihara et al. (2011) [53] parmi plusieurs disponibles dans la ville. Ces emplacements sont caractérisés par des observations précises disponibles à ces endroits : la localisation géographique dans les différentes parties de la ville, le degré de dommage causé par la liquéfaction (aucune

liquéfaction, liquéfaction modérée, liquéfaction forte) et les informations sur les tassements induits par le séisme.

Des modèles de sols ont été construits dans chaque zone d'Urayasu à partir des résultats d'essais de pénétration au carottier (SPT) et d'autres données de sondages géotechniques. En se référant à Ishihara et al. (2011) [53], les profils de sol de la ville d'Urayasu sont généralement constitués de couches alternées de sols limoneux et sableux lâches (remblais ou alluvions) (les couches F, As et Asc sur la figure 5.8) reposant sur une épaisse couche argileuse molle (Ac, Asc en profondeur) située à une profondeur entre 30 et 70 m. Pour les profils appartenant à la zone gagnée sur la mer, la couche sableuse lâche près de la surface jusqu'à une profondeur de 10 m, et ayant une valeur N de SPT de 3 à 10, est celle qui a été nouvellement placée durant le remblaiement.

Douze profils (Figure 5.7) sont étudiés à partir des données fournies par Ishihara et al. (2011) [53]. La figure 5.8 montre la stratigraphie de ces profils de sol et leurs profils de vitesse de cisaillement V_s . Chaque profil de la figure 5.8 porte le nom de son emplacement et le numéro d'identification de l'enquête géotechnique. Quelques profils sont prolongés à 70 m de profondeur (substratum) et les strates les plus profondes sont définies par référence aux forages voisins. De plus, concernant les profils V_s , Katsumta et al. (2012) [59] ont effectué des mesures de bruit de fond (microtremor) à 61 emplacements pour estimer les profils V_s . Les mesures de bruit de fond correspondent à des mouvements d'amplitudes allant de 0.1 à $1\mu m$ et de période de valeur comprise entre 1/10 et 10 s (Beroya et al. (2009) [6]). Cette technique est utilisée pour la caractérisation des couches de sol, l'estimation des profils de vitesse de l'onde de cisaillement du sol ainsi que pour l'évaluation des périodes (ou fréquences) fondamentales du sol pendant les tremblements de terre. Au cours des dernières années, son utilisation en tant qu'outil d'estimation de l'effet de site s'est développée (e.g programme européen SESAME 2001-2004), d'autant plus que les mesures peuvent être effectuées rapidement et facilement à faible coût et que l'analyse des données est simple. Les profils V_s de Tokimatsu et al. (2012) [107] permettent d'estimer les profils V_s des douze profils de sol étudiés jusqu'à une profondeur de 70 m.

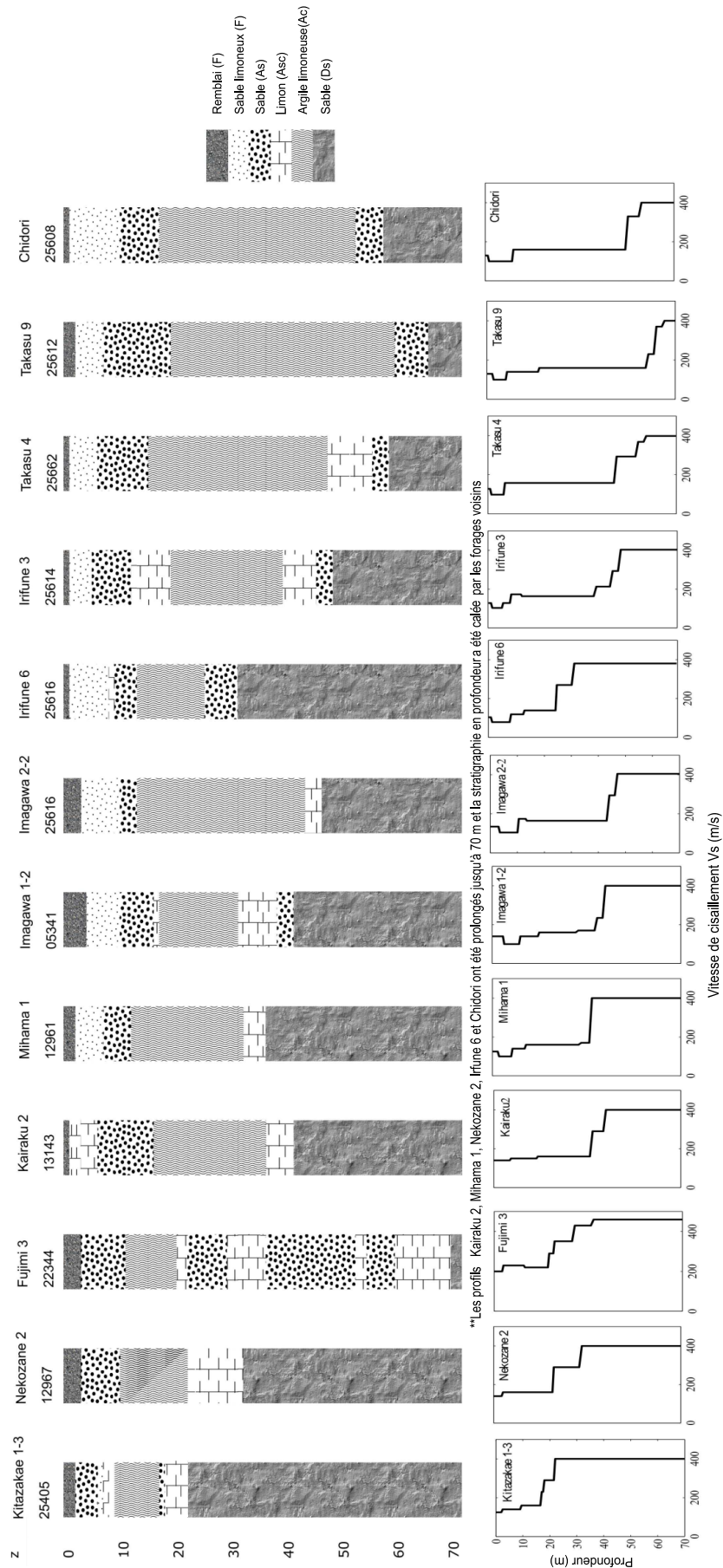


FIGURE 5.8 Stratigraphie (gauche) et profils de vitesse de cisaillement V_s (droite) des douze profils de sol étudiés à Urayasu.

5.5.1 Propriétés dynamiques des matériaux

Les courbes de dégradation ($G/G_0 - \gamma$) et ($\xi - \gamma$) sont issues des travaux de Ikeda et al. (2012) [48]. Ces courbes ont été obtenues à partir d'essais en laboratoire sur des échantillons prélevés à neuf profondeurs sur un site situé près de la ville d'Urayasu (à Shinkiba). Huit types de courbes de dégradation sont associés à différents types de matériaux :

1. Types 1 et 2 : sols sableux se trouvant généralement dans les couches proches de la surface y compris le sable injecté durant les travaux de remblaiement (couches F sur la figure 5.8);
2. types 3 et 4 : sols limoneux et argile-limoneux, se trouvant en-dessous des couches sableuses de surface (couches Ac et Asc sur la figure 5.8);
3. types 5 et 6 : sols sableux, sables fins de profondeur 30-40m (couches As sur la figure 5.8);
4. types 7 et 8 : sols sableux et sols limoneux de profondeur 40-50m (couches As et Asc sur la figure 5.8).

Dans les sections suivantes, une courbe de dégradation du module de cisaillement est attribuée à chaque couche de sol.

Afin de s'assurer de leur fiabilité, ces courbes présentées sur la figure 5.6 (c) sont comparées aux courbes de dégradation de module de cisaillement proposées par Vucetic et Dobry (1991) [117] pour les argiles de différents valeurs d'indice de plasticité (couches argileuses et couches limoneuses plus profondes), et les courbes basse et haute suggérées par Seed et Idriss (1970) [97] pour les sables.

D'après la figure 5.9 (a), les courbes de dégradation des sables Type 1 et Type 2 rentrent dans le fuseau des courbes de Seed et Idriss (1970) [97] et correspondent au comportement d'un sable fin. Quant aux argiles limoneuses de Types 3 et 4 (figure 5.9 (b)), elles ont le comportement d'une argile d'indice de plasticité qui varie entre 30 et 50. Les autres types de sable fin et de limon (Types 5-6-7-8) correspondent au comportement d'un limon d'indice de plasticité de l'ordre de 15 et du fait qu'ils sont en profondeur, leur dégradation de module est moins sensible à la distorsion que celle des sables proches de la surface.

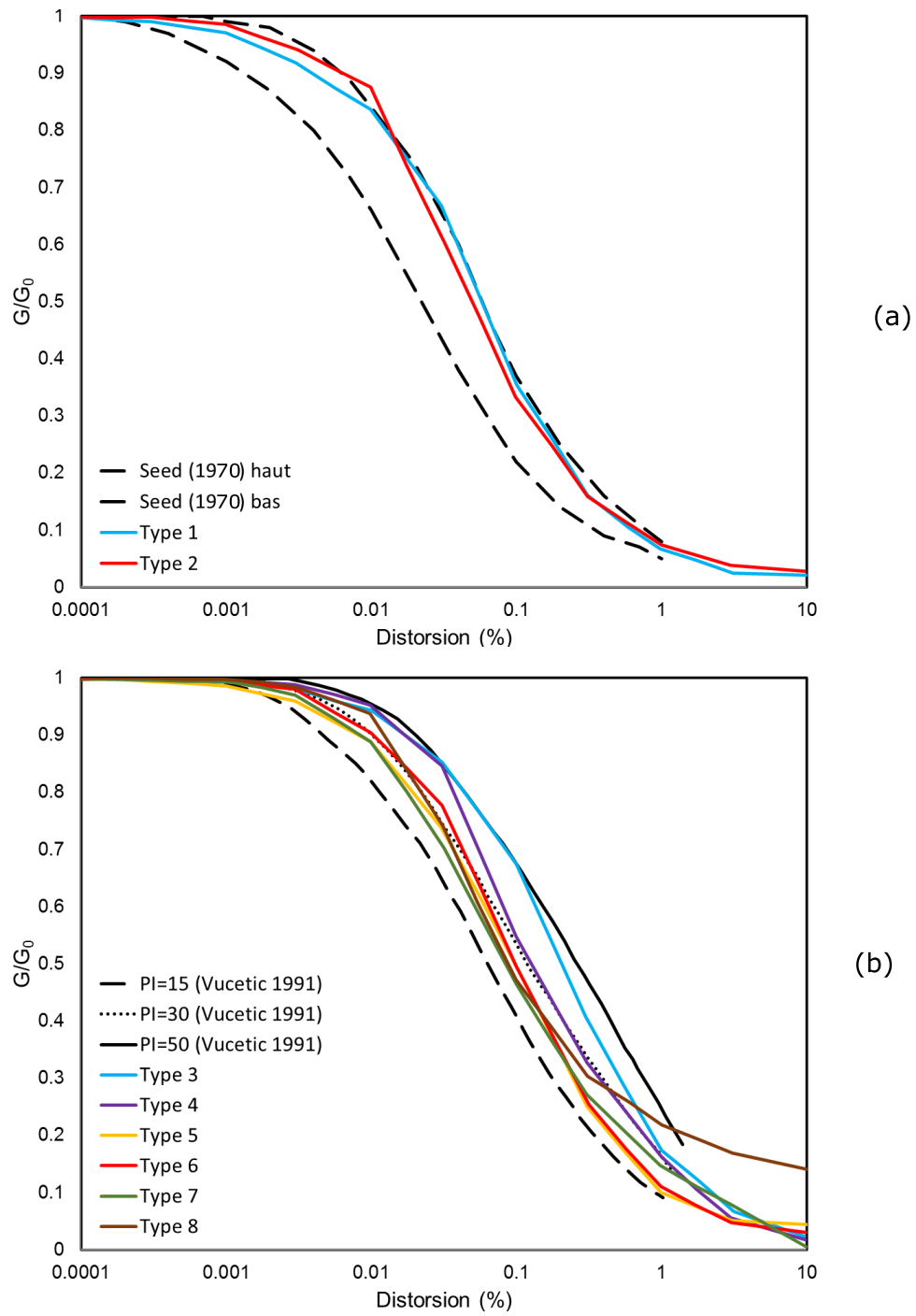


FIGURE 5.9 Fiabilité des courbes de dégradation du module de cisaillement utilisées par rapport aux courbes de Seed et Idriss (1970) [97] pour les sables (a) et celles de Vucetic et Dobry (1991) [117] pour les limons et les argiles (b).

5.6 Analyse des résultats

5.6.1 Simulations réalisées

Dans cette section, nous présentons les résultats obtenus avec l'approche « X-ELM » et le prédicteur développé dans cette thèse pour analyser la montée de pression interstitielle et calculer le tassement des sites non liquéfiés après dissipation de pression d'eau. L'accélérogramme déconvolué au rocher affleurant à 70 m (Figure 5.6 (d)) est utilisé comme mouvement d'entrée pour l'approche X-ELM et le mouvement en fond de puits à 70 m de profondeur (base du profil) est utilisé comme mouvement d'entrée pour l'approche de prédicteur.

Tous les calculs sont effectués avec les mêmes conditions aux limites, les mêmes paramètres correspondant aux données géotechniques et dynamiques de chaque couche et le même maillage adapté pour tous les profils.

Les données issues de la simulation numérique sont : l'accélération en fonction du temps en surface, en profondeur et à la borne inférieure de chaque couche, les spectres de réponse en accélération, les profils de déformations de cisaillement maximale et les taux maximaux de montée de pression interstitielle en fonction de la profondeur.

L'analyse des résultats des simulations numériques de réponse sismique du site d'Urayasu sera exposée à travers :

- + l'étude paramétrique réalisée pour l'évaluation du facteur de pondération χ ;
- + les résultats de l'approche X-ELM :
 - ++ les profils de distorsion maximale ;
 - ++ les profils de taux de montée de pression interstitielle ;
 - ++ les accélérogrammes ;
 - ++ les spectres de réponse en pseudo-accélération absolue,
- + les résultats du prédicteur :
 - ++ les profils de distorsion maximale ;
 - ++ les profils du taux de montée de pression interstitielle ;

5.6.2 Évaluation du facteur de pondération χ

La figure 5.10 présente les résultats de l'étude paramétrique effectuée pour déterminer le facteur de pondération optimal de la surpression interstitielle χ . La liquéfaction est supposée se produire lorsque la pression interstitielle excède 80% de la contrainte verticale effective initiale (Lopez-Caballero et al. (2013) [68]).

- Pour $\chi = 0$ (cercles oranges), les résultats numériques sous-estiment la liquéfaction pour trois profils de sol (Irifune 3, Mihama 1 et Takasu 4), pour lesquels des preuves de liquéfaction ont été identifiées par Ishihara et al. (2011) [53] ;
- Pour $\chi = 1$ (étoiles noires), les résultats numériques concluent à la liquéfaction dans 11 des 12 profils étudiés, donc surestiment la liquéfaction ;
- Pour $\chi = 1/3$ (carrés verts), les résultats numériques sont raisonnablement en accord avec les observations sauf pour Irifune 3 où la liquéfaction n'est pas prédite.
- Pour $\chi = 2/3$ (triangles violets), les résultats numériques sont en accord avec les observations dans tous les profils étudiés.

Dans les cas d'une liquéfaction sévère, les simulations montrent une faible convergence numérique. Cette forte liquéfaction fait que la rigidité des couches sableuses est très faible, de sorte que la convergence numérique ne peut être atteinte après plusieurs itérations. Cette non-convergence est considérée comme un marqueur de liquéfaction dans notre étude paramétrique.

En définitive, la valeur $\chi = 2/3$ est donc adoptée comme le facteur de pondération optimal pour estimer la valeur effective de la montée de pression interstitielle. Cette même valeur interprète toutes les observations d'Urayasu, ce qui procure une bonne présomption de robustesse de la méthode.

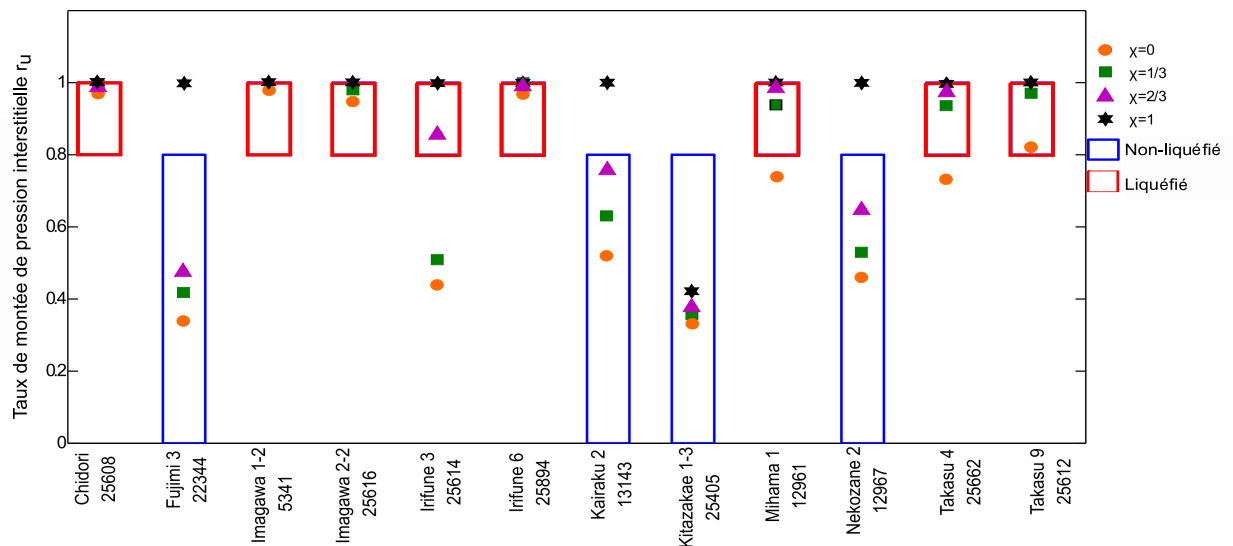


FIGURE 5.10 Résultats de l'étude paramétrique pour différentes valeurs de χ comparés aux observations.

5.6.3 Résultats par l'approche X-ELM

Dans cette section, l'étude par l'approche "X-ELM" est détaillée pour l'un des quatre profils non liquéfiés et deux des huit profils liquéfiés. Il sera alors présenté en détail : les propriétés géotechniques et dynamiques de chaque profil, les résultats de la méthode proposée appliquée avec $\chi = 2/3$ et les comparaisons faites avec des mesures réelles. Les profils sont étendus jusqu'à une profondeur de 70 m sous la surface libre du sol et les strates plus profondes sont définies en référence aux forages voisins. Dans les tableaux 5.6.1, 5.6.2 et 5.6.3, la partie grisée indique les strates susceptibles de se liquéfier. La partie analyse linéaire équivalente de la méthode (calcul de la déformation de cisaillement et évaluation des valeurs équivalentes du module de cisaillement et de l'amortissement) est appliquée sur l'ensemble du modèle. En revanche, le modèle de pression interstitielle n'est appliqué que sur ces strates liquéfiables, de sorte que les résultats en termes de montée de pression interstitielle et de tassements ne sont obtenus que pour les couches grisées. Les valeurs équivalentes des modules de cisaillement et de l'amortissement dans ces dernières couches sont évaluées en fonction de la distorsion et de la montée de pression interstitielle (équation (3.21)).

5.6.3.1 Profils non liquéfiés

Quatre emplacements parmi les profils étudiés ont été identifiés comme zones non liquéfiées : Nekozone 2 ($ID_g = 12967$), Kairaku 2 ($ID_g = 13143$), Kitazakae 1-3 ($ID_g = 24405$) et Fujimi 3 ($ID_g = 22344$). Nous présentons en détail les résultats de la simulation numérique du cas de Nekozone 2. Les résultats des autres profils de sol non liquéfiés sont présentés en annexe B.

TABLEAU 5.6.1 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol non liquéfié obtenus à partir d'un forage réalisé dans le quartier Nekozone 2.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
2.9	2.9	Remblai (F)	1750	140	1	Type 1
9.4	6.5	Sable (As)	1750	160	6	Type 2
21.4	12	Argile (Ac)	1670	160	2	Type 4
31.4	10	Limon (Asc)	1800	290	30	Type 8
70	38.6	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Le tableau 5.6.1 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du profil. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le

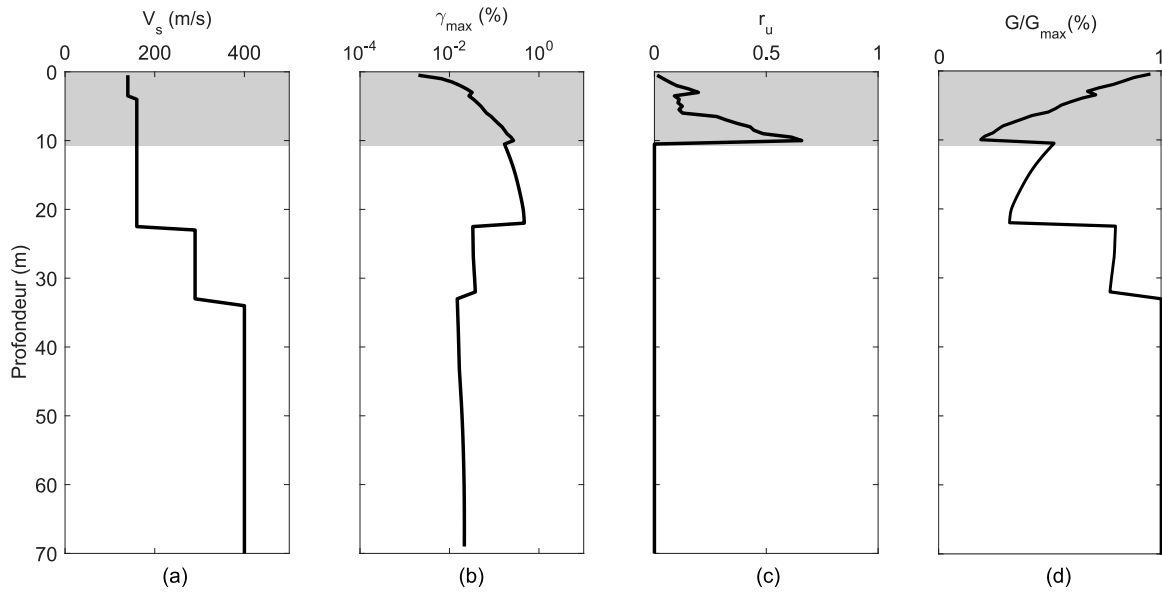


FIGURE 5.11 (a) Profil de V_s , (b) distorsion maximale calculée, (c) taux de montée de pression interstitielle et (d) rapport de dégradation G/G_{max} à Nekozone 2.

numéro d'enquête géotechnique 12967. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

A) Profils de déformations et de taux de montée de pression interstitielle

Sur la figure 5.11, nous présentons les résultats en termes de distorsion maximale, de taux de montée de pression interstitielle et de rapport minimal de module de cisaillement dégradé G/G_{max} obtenus avec le modèle proposé. Un taux maximal de 0.66 (66 % de la valeur de la contrainte effective initiale) est obtenu à la base de la couche de sable à 10 m de profondeur. Ce taux élevé correspond à une distorsion maximale calculée de 0.26% et, bien qu'assez élevé, il ne conduit pas à une conclusion de liquéfaction, conformément à ce qui a été observé sur ce site. Le rapport G/G_{max} atteint sa valeur minimale, 0.18. Ceci correspond bien à un comportement non linéaire très marqué.

B) Accélérogrammes et Spectre de réponse en pseudo-accélération absolue.

La figure 5.12 (haut) montre l'accélération en surface libre obtenue par application du modèle proposé. Le signal s'amplifie en traversant le profil de sol pour atteindre en surface un PGA égal à $1.61m/s^2$.

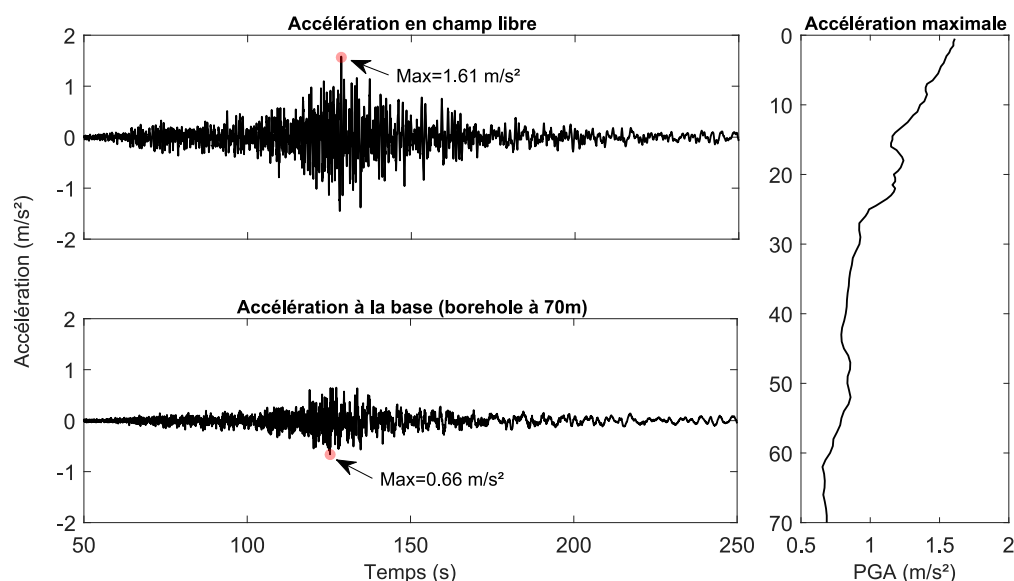


FIGURE 5.12 Accélérogrammes calculés en champ libre (haut) et à la base du profil à 70 m de profondeur (bas) ; Accélération maximale calculée dans le profil (droite) à Nekozane 2.

La figure 5.13 montre les spectres de réponse en accélération en surface libre (courbe bleue) et à la base du profil (courbe noire).

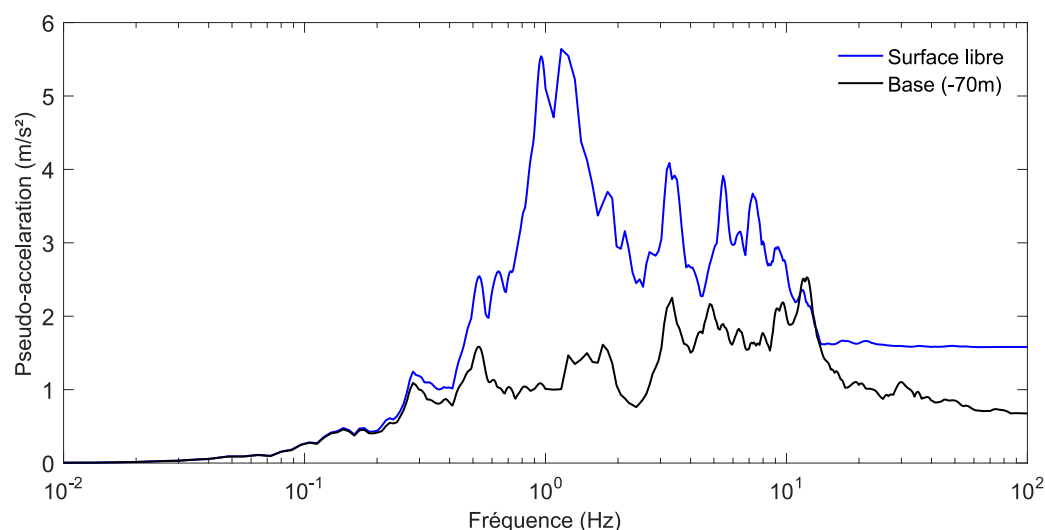


FIGURE 5.13 Spectres de réponse calculés en pseudo-accélération en surface libre (courbe bleue) et à la base du profil à 70 m de profondeur (courbe noire) à Nekozane 2.

5.6.3.2 Profils liquéfiés

Huit emplacements parmi les profils étudiés ont été identifiés comme zones liquéfiées par le séisme, où des cônes de liquéfaction, des tassements, des basculements de bâtiments

ont été observés (Ishihara et al. (2011) [53]; Tokimatsu et al. (2012) [107]) : Chidori ($ID_g = 25608$), Imagawa 1-2 ($ID_g = 05341$), Imagawa 2-2 ($ID_g = 25616$), Irifune 3 ($ID_g = 25614$), Irifune 6 ($ID_g = 25894$), Mihama 1 ($ID_g = 12961$), Takasu 4 ($ID_g = 25662$) et Takasu 9 ($ID_g = 25612$). Nous présentons en détail les résultats de la simulation numérique des deux cas : Takasu 9 et Chidori. Une liquéfaction a été détectée aux deux endroits ainsi que des tassements de l'ordre de 30 à 50 cm ont été mesurés à Takasu 9 et de l'ordre de 50 à 70 cm à Chidori (Ishihara et al. (2011) [53]). Les résultats des autres profils de sol liquéfiés sont présentés en annexe B.

Les tableaux 5.6.2 et 5.6.3 présentent les propriétés mécaniques et dynamiques des sols à ces deux endroits, utilisées dans l'approche X-ELM. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

TABLEAU 5.6.2 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenus à partir d'un forage réalisé dans le quartier Takasu 9.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
1.9	1.9	Remblai (F)	1600	130	13	Type 1
6.9	5	Sable limoneux (F)	1600	100	6	Type 1
18.7	11.8	Sable (As)	1750	140	15	Type 2
58.4	39.7	Argile (Ac)	1670	160	2	Type 4
61.3	2.9	Sable (As)	1800	230	15	Type 5
63.9	2.6	Sable (As)	1800	370	41	Type 7
70	6.1	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

TABLEAU 5.6.3 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenus à partir d'un forage réalisé dans le quartier Chidori.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
0.9	0.9	Remblai (F)	1600	130	9	Type 1
9.65	8.75	Sable limoneux (F)	1600	100	6	Type 1
16.55	6.9	Sable (As)	1750	160	10	Type 2
51.55	35	Argile (Ac)	1700	160	2	Type 4
56.55	5	Sable (As)	1800	330	31	Type 7
70	13.45	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

A) Profils de déformations et de taux de montée de pression interstitielle

La couche liquéfiée dans les deux profils étudiés est constituée de sable anthropique (F) (tableaux 5.6.2 et 5.6.3) dans laquelle la vitesse des ondes de cisaillement est de $V_s = 100$ m/s. La distorsion dans les couches liquéfiées atteint 2% (Figures 5.14 (b) et 5.15 (b)). Cette valeur dépasse la limite de validité d'un calcul équivalent linéaire conventionnel limité à 0,1% (Guide ASN/2/01). Cette limite typique est la distorsion cyclique en-dessous de laquelle il n'existe aucun potentiel de déformation volumique ou d'augmentation de la pression interstitielle. Ces dernières variations ne sont pas prises en compte dans une approximation linéaire équivalente. La méthode X-ELM fournit une version étendue de l'approche linéaire équivalente conventionnelle où la surpression interstitielle est calculée à chaque itération et son influence est prise en compte dans l'évaluation des valeurs équivalentes des modules de cisaillement. Par conséquent, si on tient compte de l'influence de la diminution des contraintes verticales effectives (causée par la surpression interstitielle), on peut dépasser ces limites habituelles d'application d'une analyse conventionnelle équivalente linéaire. Les niveaux de déformation de cisaillement calculés élevés ($> 0,1\%$) sont donc justifiés et acceptables. Sur les figures 5.14 (d) et 5.15 (d), nous remarquons une dégradation du module de cisaillement des couches liquéfiées. Le rapport G/G_{max} atteint une valeur de 5%, une valeur résiduelle fixée numériquement pour assurer la convergence.

Les figures 5.14 (c) et 5.15 (c) montrent respectivement les profils du taux de montée de pression interstitielle aux emplacements Takasu 9 et Chidori. Les couches liquéfiées (ayant un taux $r_u = 1$) correspondent à un niveau de distorsion maximal de 2%.

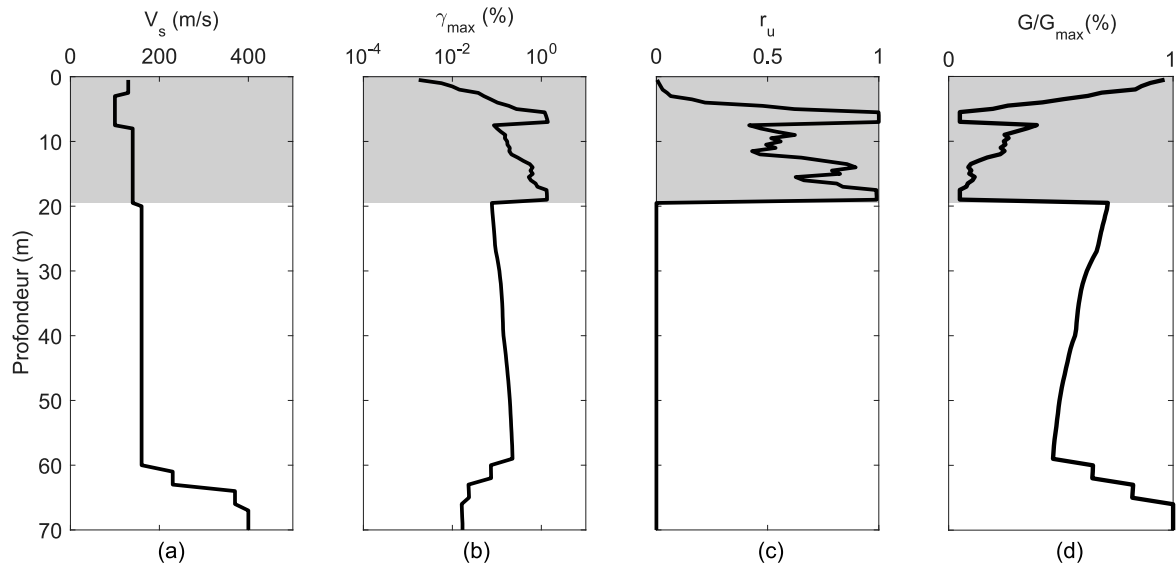


FIGURE 5.14 (a) Profil de V_s , (b) distorsion maximale calculée, (c) taux de montée de pression interstitielle et (d) rapport de dégradation G/G_{max} à Takasu 9.

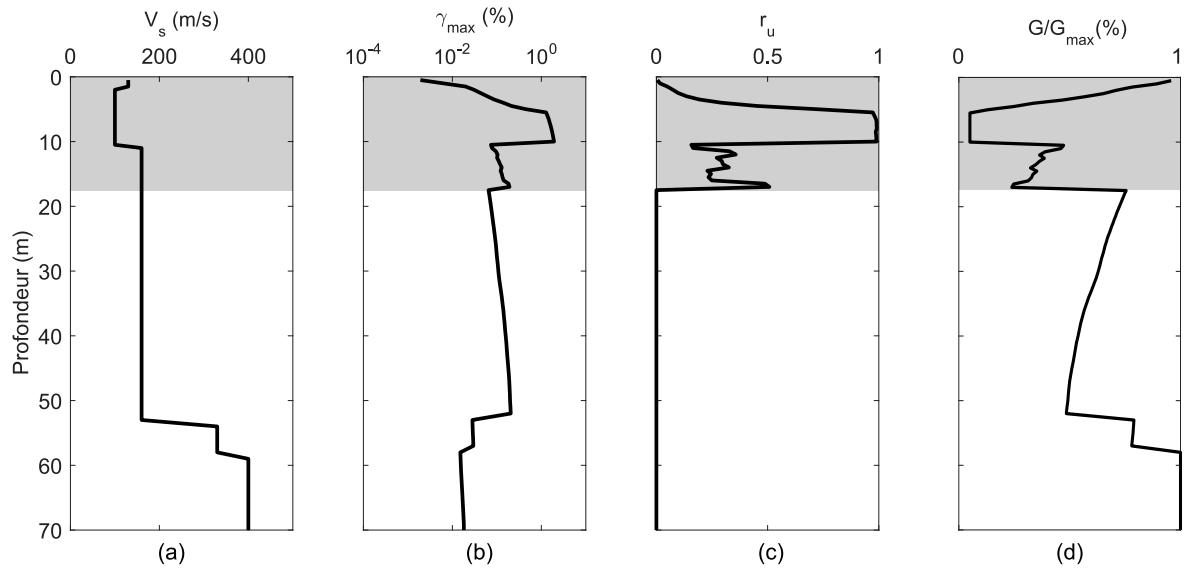


FIGURE 5.15 (a) Profil de V_s , (b) distorsion maximale calculée, (c) taux de montée de pression interstitielle et (d) rapport de dégradation G/G_{max} à Chidori.

B) Accélérogrammes et Spectres de réponse en pseudo-accélération absolue

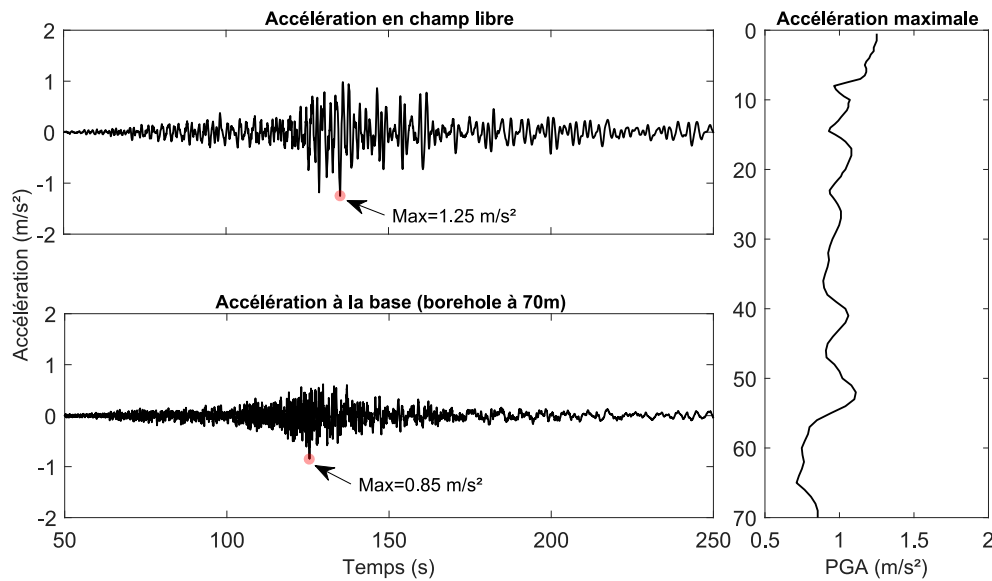


FIGURE 5.17 Accélérogrammes calculés en champ libre (haut) et à la base du profil à 70 m de profondeur (bas) ; Accélération maximale calculée dans le profil (droite) à Chidori.

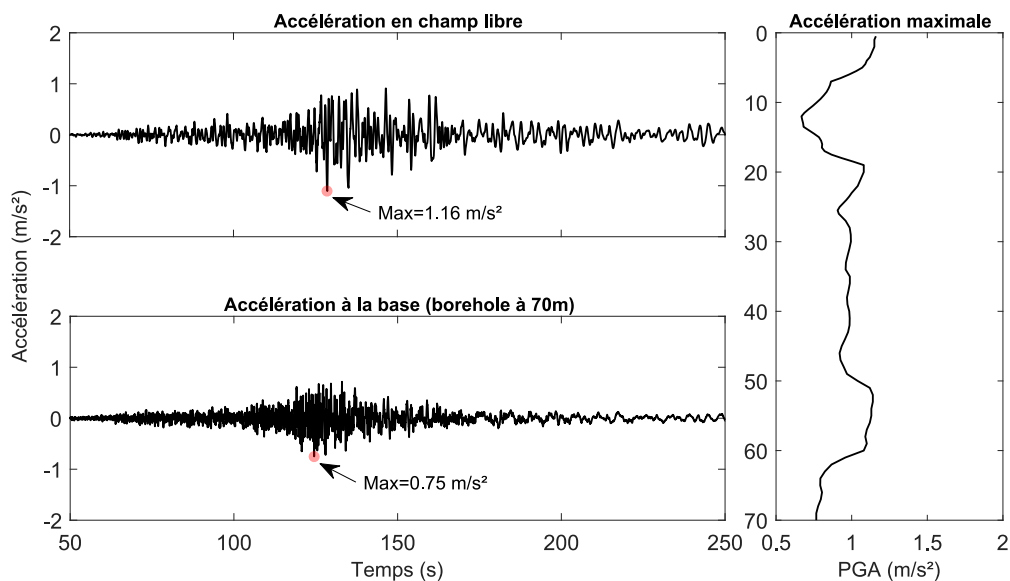


FIGURE 5.16 Accélérogrammes calculés en champ libre (haut) et à la base du profil à 70 m de profondeur (bas) ; Accélération maximale calculée dans le profil (droite) à Takasu 9.

Les figures 5.16 (haut) et 5.17 (haut) montrent les accélérations obtenues avec le modèle proposé en surface libre aux deux emplacements respectifs Takasu 9 et Chidori. En comparant ces accélérations avec l'accélération calculée en surface libre à Nekozane 2 (figure 5.12), nous remarquons l'effet de la liquéfaction. Le contenu fréquentiel des accélérations aux

emplacements liquéfiés est caractérisé par de plus basses fréquences que celui des accélérations à l'emplacement non liquéfié. La fréquence élevée du mouvement du substrat rocheux ne semble pas être transmise à la surface du sol. Ce phénomène est moins identifiable à l'emplacement non liquéfié de Nekozone 2 (Figure 5.12). Sur les figures 5.16 (droite) et 5.17 (droite), l'amplitude maximale du signal (PGA) fluctue autour d'une valeur constante et le signal se désamplifie dans les couches où il y a des non-linéarités bien marquées (couches supérieures des profils). Des valeurs de PGA en surface libre de $1.16m/s^2$ et de $1.25m/s^2$ sont obtenues respectivement à Takasu 9 et à Chidori.

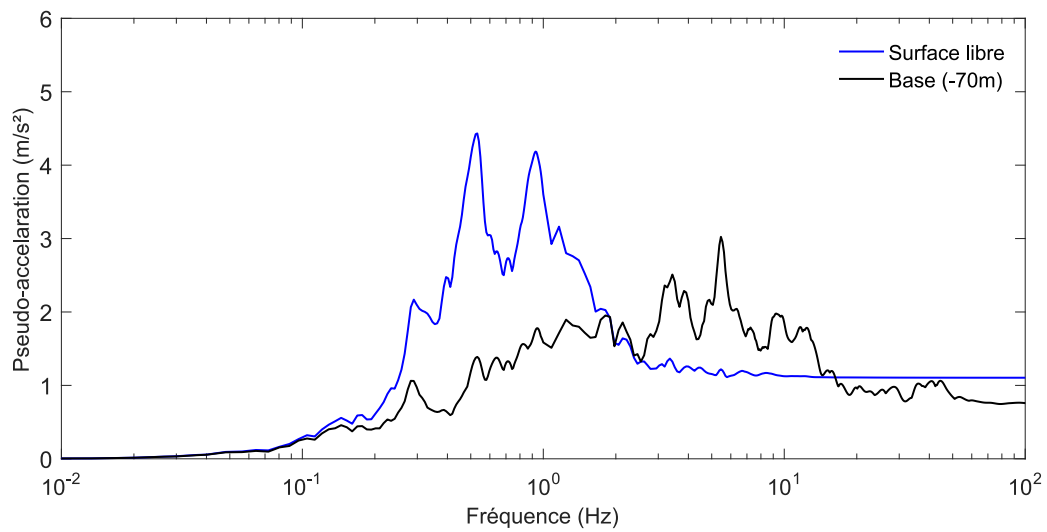


FIGURE 5.18 Spectres de réponse calculés en pseudo-accelération en surface libre (courbe bleue) et à la base du profil à 70 m de profondeur (courbe noire) à Takasu 9.

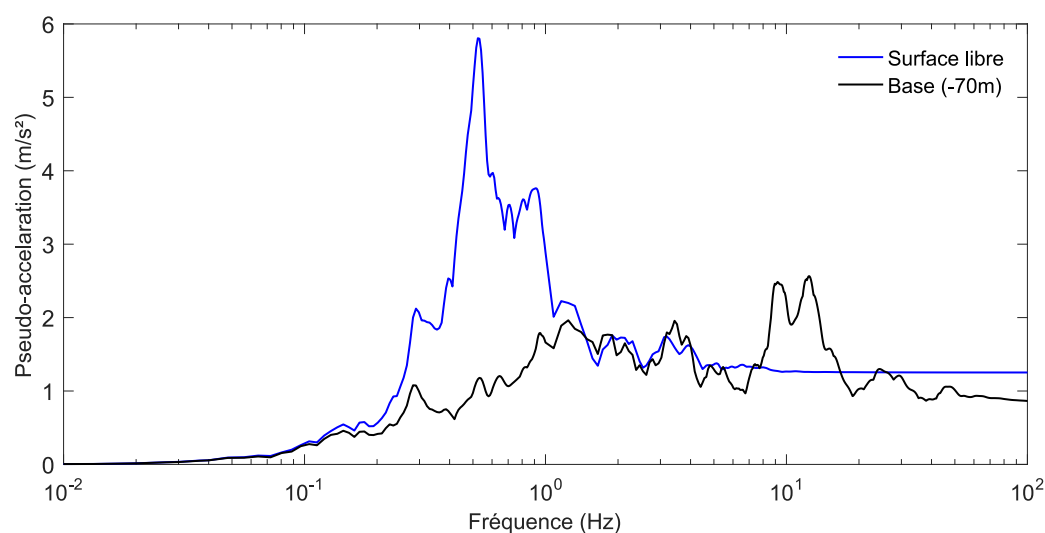


FIGURE 5.19 Spectres de réponse calculés en pseudo-accélération en surface libre (courbe bleue) et à la base du profil à 70 m de profondeur (courbe noire) à Chidori.

Les figures 5.18 et 5.19 montrent les spectres de réponse respectivement à Takasu 9 et à Chidori.

Récapitulatif des résultats pour les douze profils simulés Le tableau 5.6.4 résume les résultats de l'approche pour les douze emplacements documentés par Ishihara et al. (2011) [53]. Les taux de montée de pression interstitielle estimés sont en bon accord avec les observations. Les calculs X-ELM permettent d'estimer raisonnablement les tassements dans les profils non liquéfiés après dissipation de pression interstitielle.

TABLEAU 5.6.4 Récapitulatif des résultats pour tous les profils étudiés.

Emplacement	Évaluation de la liquéfaction		Tassement	
	r_u	Liquéfaction (Oui/Non)	calculé (cm)	mesuré (cm)
Chidori	1	Oui		[50-70]
Fujimi 3	0.42	Non	1	[0-5]
Imagawa 2-2	1	Oui		[15-20]
Imagawa 1-2	0.99	Oui		[15-20]
Irifune 3	0.85	Oui		[10-30]
Irifune 6	1	Oui		[25-35]
Kairaku 2	0.74	Non	2.5	[0-5]
Kitazakae 1-3	0.52	Non	0.5	[0-5]
Mihama 1	1	Oui		[18-28]
Nekozane 2	0.59	Non	1	[0-5]
Takasu 4	0.94	Oui		[40-50]
Takasu 9	1	Oui		[30-50]

5.6.4 Résultats obtenus avec le prédicteur

Dans cette section, nous présentons les résultats obtenus avec le prédicteur (cf. chapitre 4). Ils sont comparés avec ceux calculés par l'approche X-ELM afin d'analyser l'efficacité du prédicteur. Ce dernier est appliqué sur les douze profils d'Urayasu. Le facteur de pondération de la montée de pression interstitielle effective $\chi = 2/3$ a été obtenu par interprétation des observations à Urayasu par l'approche X-ELM et sera utilisé dans le prédicteur pour chercher des informations supplémentaires.

Tous les calculs sont effectués avec les mêmes données de sol que celles utilisées dans le modèle X-ELM (données au paragraphe 5.6.3) et les mêmes paramètres numériques. Les données issues de la simulation numérique du prédicteur sont : les profils de distorsion maximale et du taux de montée de pression interstitielle maximal en fonction de la profondeur.

5.6.4.1 Profil non-liquéfié

Les propriétés du profil de sol à Nekozane 2 sont les mêmes que celles présentées dans le tableau 5.6.1. L'accélération montrée sur la figure 5.20 (haut) est le signal en fond de puits à 70 m (base du profil), déterminé par un calcul linéaire équivalent conventionnel. Son spectre de réponse en pseudo-accélération normalisée présenté sur la figure 5.20 (bas) est utilisé dans le calcul spectral de la réponse du profil. L'amortissement réduit initial de ce spectre est

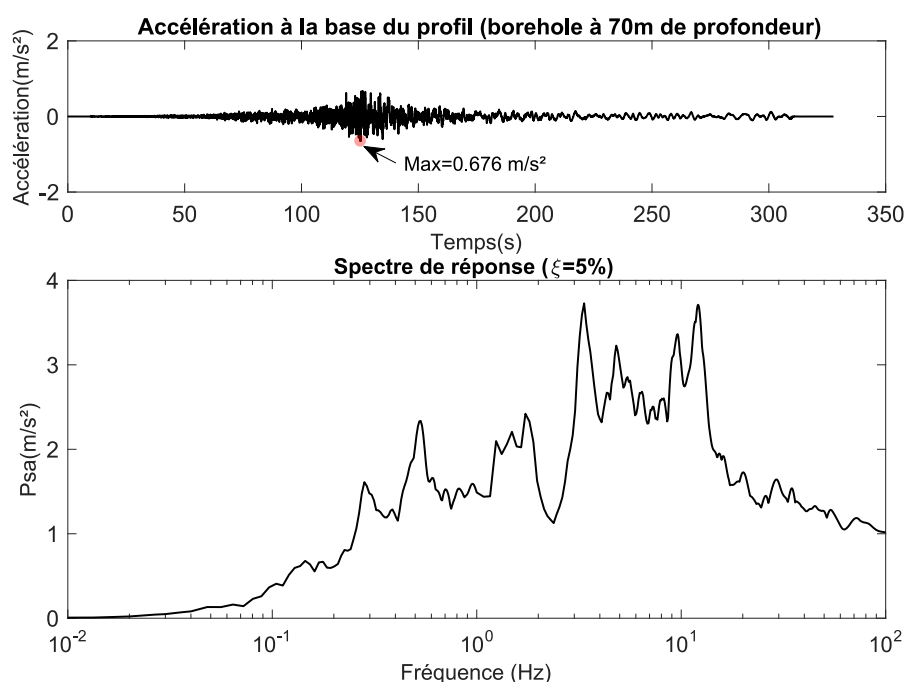


FIGURE 5.20 Accélérogramme calculé à la base du profil à 70 m de profondeur (haut); Spectre de réponse calculé avec 5% d'amortissement à Nekozone 2; (Psa : pseudo-accélération normalisée par le PGA du signal).

de $\xi = 5\%$. Le tableau 5.6.5 donne les caractéristiques modales initiales du profil : fréquence propre $f_1 = 1.11\text{Hz}$, facteur de participation du premier mode dans la direction horizontale $p_1 = 1.56$. Après 7 itérations, le profil dégradé est de fréquence propre finale $f_{final} = 0.82$ et d'amortissement équivalent de 7%.

TABLEAU 5.6.5 Paramètres de la méthode de prédicteur; f_{ini} : fréquence propre initiale du profil; p_1 : facteur de participation du premier mode dans la direction horizontale; T_f : durée de la phase forte; N_{cycles} : nombre de cycles équivalent; f_{final} : fréquence finale du profil dégradé; ξ_{final} : amortissement final atteint.

f_{ini} (Hz)	p_1	T_f (s)	N_{cycles}	f_{final} (Hz)	ξ_{final} (%)
1.11	1.56	159	176	0.82	7

La figure 5.21 montre les comparaisons effectuées entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Comme le montre la figure 5.21 (droite), les deux courbes ont la même forme avec une légère différence en amplitude : le taux de montée de pression interstitielle estimé par le prédicteur est légèrement

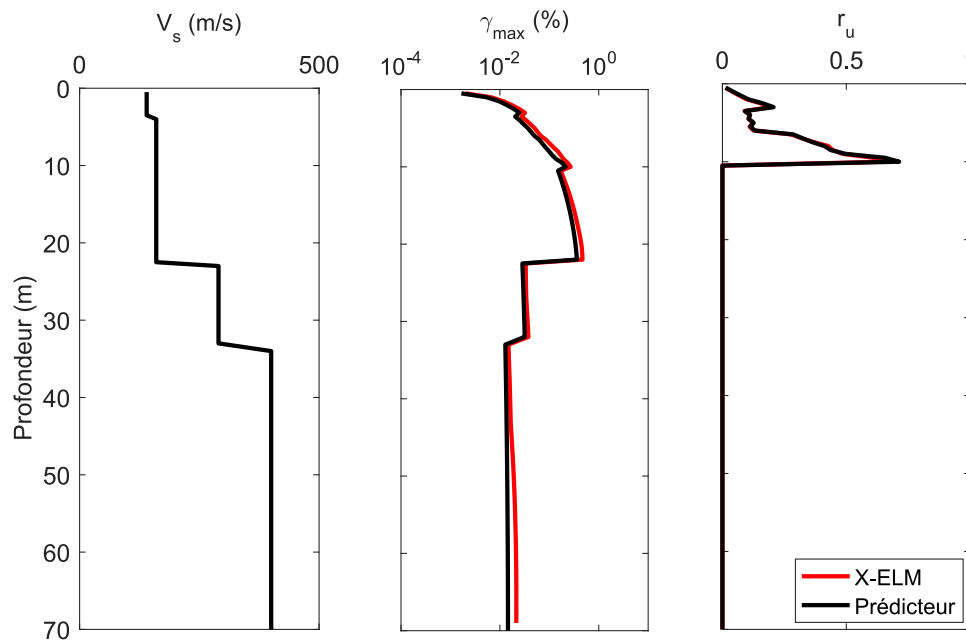


FIGURE 5.21 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Nekozone 2.

supérieur à celui prédit par l'approche X-ELM (71% contre 66%). Le tassement estimé par le prédicteur est de l'ordre d'un centimètre, ce qui est en bon accord avec le tassement prédit par l'approche X-ELM et la valeur mesurée à Nekozone 2.

5.6.4.2 Profils liquéfiés

Dans ce paragraphe, nous présentons les comparaisons des résultats obtenus par le prédicteur et ceux obtenus avec l'approche X-ELM (présentés dans le paragraphe 5.6.3 pour deux profils de la ville d'Urayasu qui ont liquéfié durant le séisme de Tohoku en 2011 : un profil à Takasu 9 et un autre à Chidori). Les propriétés de sol sont les mêmes que celles utilisées dans le paragraphe 5.6.3 (cf. tableaux 5.6.2 et 5.6.3). Les tableaux 5.6.6 et 5.6.7 donnent respectivement les caractéristiques modales des deux profils de Takasu 9 et de Chidori. Les spectres de réponses à la base des modèles utilisés pour calculer la réponse maximale en distorsion dans les profils sont présentés respectivement sur les figures 5.22 (bas) et 5.23 (bas).

TABLEAU 5.6.6 Paramètres de la méthode de prédicteur; f_{ini} : fréquence propre initiale du profil; p_1 : facteur de participation du premier mode dans la direction horizontale; T_f : durée de la phase forte; N_{cycles} : nombre de cycles équivalent; f_{final} : fréquence finale du profil dégradé; ξ_{final} : amortissement final atteint.

f_{ini} (Hz)	p_1	T_f (s)	N_{cycles}	f_{final} (Hz)	ξ_{final} (%)
0.64	1.32	136	87	0.42	10.8

TABLEAU 5.6.7 Paramètres de la méthode de prédicteur; f_{ini} : fréquence propre initiale du profil; p_1 : facteur de participation du premier mode dans la direction horizontale; T_f : durée de la phase forte; N_{cycles} : nombre de cycles équivalent; f_{final} : fréquence finale du profil dégradé; ξ_{final} : amortissement final atteint.

f_{ini} (Hz)	p_1	T_f (s)	N_{cycles}	f_{final} (Hz)	ξ_{final} (%)
0.73	1.36	152	110	0.48	11

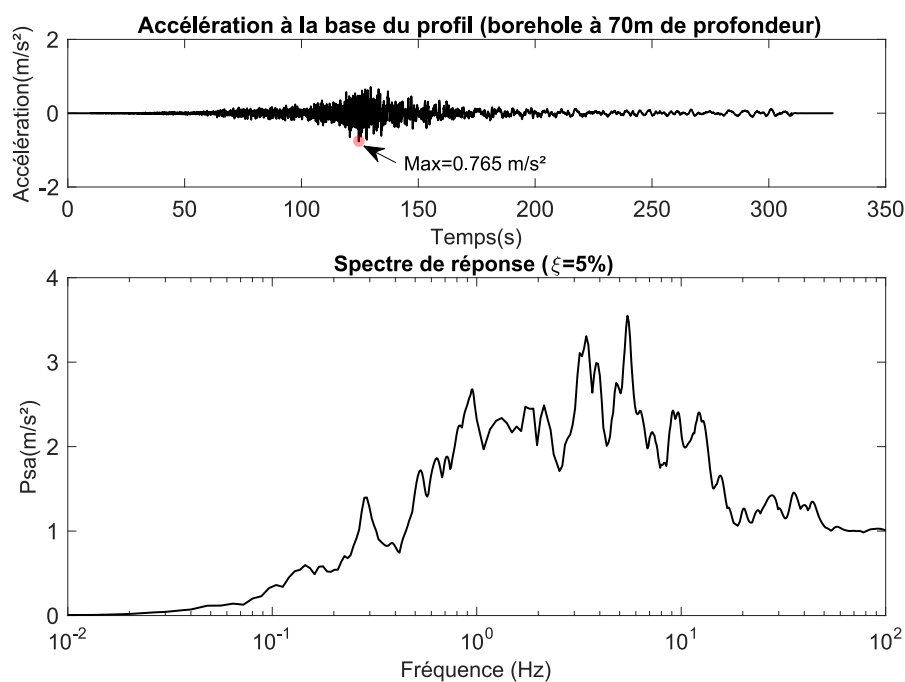


FIGURE 5.22 Accélérogramme calculé à la base du profil à 70 m de profondeur (haut); Spectre de réponse calculé avec 5% d'amortissement à Takasu 9; (Psa : pseudo-accélération normalisée par le PGA du signal).

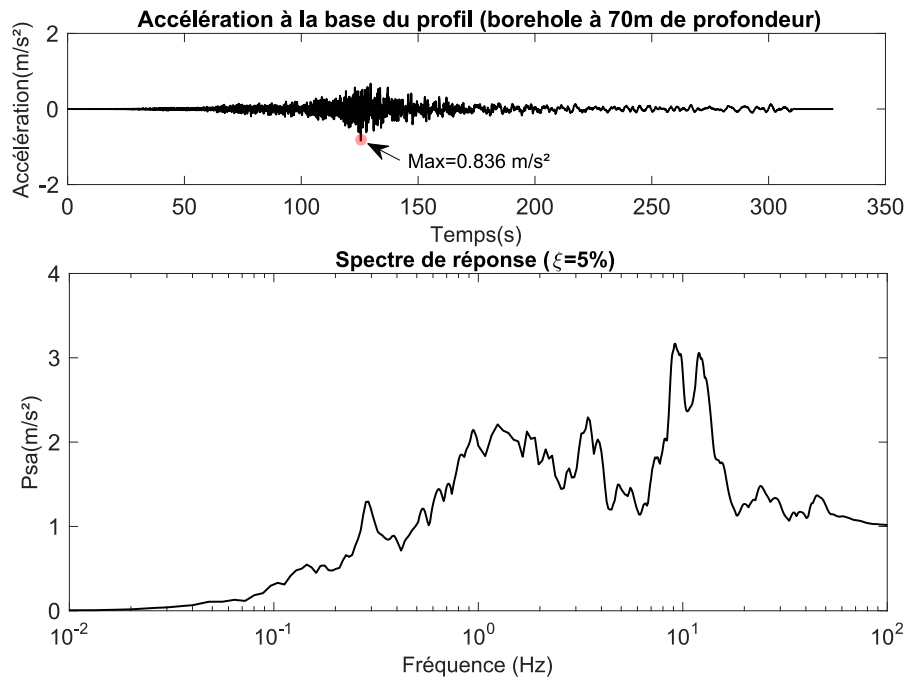


FIGURE 5.23 Accélérogramme calculé à la base du profil à 70 m de profondeur (haut) ; Spectre de réponse calculé avec 5% d'amortissement à Chidori ; (Psa : pseudo-accélération normalisée par le PGA du signal).

Les profils de sol se dégradent pour atteindre après une dizaine d'itérations des fréquences propres respectives $f_{final} = 0.42$ Hz pour Takasu 9 et $f_{final} = 0.48$ Hz pour Chidori et des amortissements équivalents de 11%.

Les figures 5.24 et 5.25 représentent les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) reproduit également la liquéfaction aux mêmes profondeurs que l'approche X-ELM (dans les couches de sables limoneux à $V_s = 100$ m/s). Comme le montre la figure 5.24 (droite), les deux courbes ont les mêmes formes avec une différence en amplitude dans les couches non-liquéfiées. Or ce n'est pas le cas pour le profil à Chidori (Figure 5.25). Les courbes sur la figure 5.25 sont en très bon accord en amplitude. Cette différence entre les résultats des deux approches peut être due à la valeur d'amortissement. Dans l'approche X-ELM, un amortissement hystérétique est attribué à chaque couche et évolue en fonction du niveau de distorsion dans cette couche, or dans le prédicteur nous admettons un amortissement équivalent pour toute la colonne. Les couches inférieures élastiques ayant un amortissement très faible dans l'approche X-ELM transmettent le signal aux couches supérieures avec une amplitude plus élevée que celle

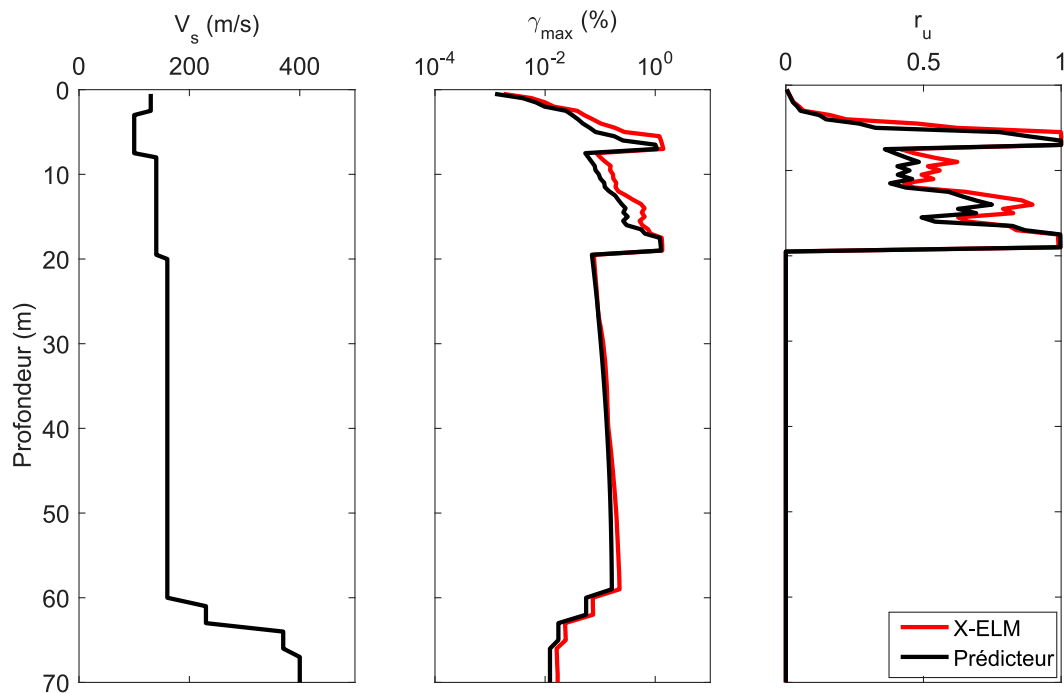


FIGURE 5.24 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Takasu 9.

transmise avec des couches à amortissement équivalent dans le cas du prédicteur. Cependant, le prédicteur est toujours capable d'estimer la réponse maximale du profil et donc répond à nos attentes de prédire la réponse du profil sans exécuter des calculs transitoires.

5.6.5 Discussions

La corrélation entre les résultats simulés avec le prédicteur et ceux avec l'approche X-ELM et ceux enregistrés dans la ville d'Urayasu est généralement bonne.

Les accélérogrammes en surface sont calculés par l'approche X-ELM et reproduisent les effets non-linéaires. Un comportement non linéaire est observé dans les profils (par les deux approches prédicteur et X-ELM) et notamment ceux qui ont liquéfiés. Une forte augmentation de l'amplitude de déformation de cisaillement est remarquée dans les couches anthropiques. Le module de cisaillement est donc réduit surtout dans ces couches, et la surpression interstitielle est maximale (atteint les 100% de la contrainte effective verticale).

Les effets non-linéaires engendrés par la génération de pression interstitielle sont visibles : les hautes fréquences semblent être absorbées par le sol avec la génération de la pression interstitielle. Toutefois, le sol transmet des ondes avec une fréquence beaucoup plus basse.

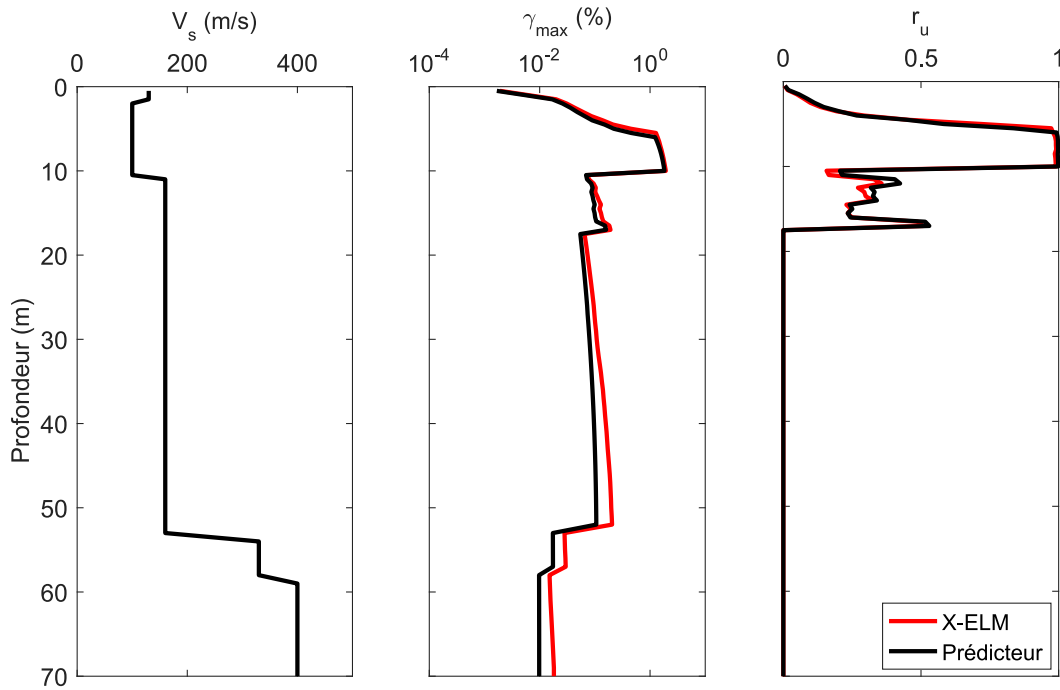


FIGURE 5.25 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Chidori.

Le prédicteur a montré son efficacité pour évaluer le risque de liquéfaction et les tassements de profils non liquéfiés. Il peut être utilisé comme un premier outil d'évaluation du risque de liquéfaction d'un profil sous différents mouvements sismiques possibles avant d'avoir recours à des méthodes plus avancées.

Chapitre 6

Extension à des configurations bidimensionnelles : application à un modèle de barrage

6.1 Introduction

Plusieurs barrages en terre se sont effondrés ou ont subi de grands déplacements lors de séismes passés. Dans la plupart des cas, les dommages ont été causés par une chute importante de la rigidité et de la résistance au cisaillement du sol due à la liquéfaction. Le comportement des barrages de San Fernando lors du séisme de 1971 en est un exemple classique. D'autres barrages, notamment au Japon et en Chine ont subi des dommages durant les dernières années : le barrage de Kawanishi a été endommagé en 2004 par le séisme de Chūetsu (Japon) (Yasuda et al. (2005) [121]), le barrage d'Aratozawa a subi un tassement en crête de 20 à 40 cm durant le séisme Iwate-Miyagi Nairiku 2008 (Ohmachi et Tahara (2011) [79]) et le barrage de Fujinuma s'est totalement effondré durant le séisme de Tohoku en 2011 (Mohri et al. (2014) [74]).

La réponse sismique des barrages en remblai a été largement étudiée jusqu'à présent en utilisant différentes méthodes d'analyse, comme les approches à l'équilibre limite (pseudo-statique) (Kramer (1996) [65], Kontoe et al. (2013) [63]), les méthodes d'évaluation des déplacements permanents basées sur le concept de bloc glissant de Newmark (1965) [77] et des méthodes numériques (éléments finis (Han et al. (2016) [38], éléments de frontières, approche en poutre de cisaillement (Mononobe et al. (1936) [75], Gazetas (1987) [34])).

Ces études se sont récemment développées en raison de :

- la richesse des retours d'expériences : observations et mesures des événements réels bien instrumentés, ce qui permet le calage des paramètres des méthodes ;
- essais approfondis en laboratoire de sols sous chargement cyclique ;
- modélisations des structures en terre et leur simulation sous des chargements sismiques ;
- développement des méthodes numériques de modélisation.

Parmi les méthodes les plus utilisées, la méthode des éléments finis permet de simuler avec précision le comportement de barrages complexes : prise en compte des effets d'interaction sol-structure, du comportement réel du sol par la mise en œuvre de modèles constitutifs du sol, des conditions aux limites et formulations de couplage hydromécanique. Les modèles constitutifs peuvent varier entre les modèles linéaires et linéaires équivalents (Clough et Chopra (1966) [19]), ou élasto-plastiques non linéaires (Hujeux (1985) [44], Elgamal et al. (2002) [32], Prevost et al. (1985) [84]).

Dans ce chapitre, nous proposons une extension 2D du calcul linéaire équivalent 1D modifié proposé dans les chapitres 3 et 4. L'algorithme à utiliser est détaillé et validé par son application à une configuration réelle : la réponse du barrage d'Aratozawa lors du séisme Iwate-Miyagi Nairiku 2008.

6.2 Linéarisation équivalente 2D

Le calcul linéaire équivalent conventionnel a été initialement proposé pour calculer la réponse sismique d'un modèle 1D de sol, divisé en couches horizontales. Ce calcul, comme expliqué dans le chapitre 3, consiste à calculer la réponse linéaire du système et évaluer les valeurs du module de cisaillement et de l'amortissement représentatives en fonction du niveau de distorsion induit. Plusieurs hypothèses ont permis le développement pratique de cette méthode pour l'analyse des réponses sismiques du sol (Schnabel et al. (1972) [95]) :

1. Le sol est modélisé par une stratification de couches horizontales étendues à l'infini (ce qui peut être modélisé à partir d'un modèle 1D et de conditions de périodicité traduisant une invariance du sol par translation horizontale lorsque des éléments finis sont utilisés) ;
2. Chaque couche est caractérisée par une seule valeur du module de cisaillement et de l'amortissement ;
3. La réponse du système est contrôlée par la propagation verticale des ondes de cisaillement ;

4. L'évaluation des valeurs équivalentes du module de cisaillement et de l'amortissement se fait par couche en fonction de la distorsion effective calculée dans cette couche.

Dans le cas des situations bidimensionnelles (barrage, réservoir, talus...), certaines de ces hypothèses ne sont plus appliquées :

1. le modèle est d'extension limitée et ne peut pas être considéré comme infini ;
2. chaque élément du maillage dispose de ses propres caractéristiques dynamiques ;
3. la propagation des ondes de cisaillement est affectée par la géométrie 2D du modèle, d'où la nécessité d'utiliser les éléments finis et de discrétiser le modèle 2D en éléments triangulaires ou quadrangulaires ;
4. l'évaluation des valeurs équivalentes du module de cisaillement et de l'amortissement se fait par élément en fonction de la distorsion effective calculée dans cet élément.

La même démarche que pour un calcul linéaire équivalent 1D est appliquée et adaptée sur une géométrie 2D. Lysmer et al. (1975) [70] proposent un logiciel, appelé FLUSH, qui ressemble à SHAKE mais qui traite des situations 2D et 3D. Ce logiciel fait un calcul linéaire équivalent 2D dans le domaine fréquentiel. Un autre logiciel commercial appelé QUAD4 est proposé par Hudson et al. (1994) [43] et permet le calcul linéaire équivalent 2D dans le domaine temporel.

Dans ce travail nous développons un calcul linéaire 2D modifié qui associe un calcul linéaire équivalent pour des situations bidimensionnelles au prédictor de montée de pression interstitielle développé dans le chapitre 4 (cf §4.4.2.2). Le taux de montée de pression interstitielle est calculé après chaque calcul linéaire (itération) et son influence est prise en compte lors de l'actualisation des valeurs équivalentes de G et ξ à chaque élément du modèle. La méthode des éléments finis (logiciel Code Aster) sera utilisée pour l'implémentation de l'approche et pour effectuer les simulations numériques.

6.3 Algorithme proposé pour l'approche 2D

L'approche proposée nécessite le calcul de la valeur maximale de distorsion $\gamma = 2\varepsilon_{xy}$ à chaque noeud. L'accès à cette valeur peut se faire par plusieurs méthodes de la dynamique classique :

1. une analyse linéaire transitoire dans le domaine temporel ;
2. une analyse linéaire harmonique dans le domaine fréquentiel ;
3. une analyse modale spectrale.

Les trois méthodes de calcul se différencient par l'application du signal sismique et par la méthode de résolution numérique.

La figure 6.1 présente les différentes conditions aux limites imposées pour les différentes méthodes de calcul.

6.3.1 Analyse modale spectrale

La méthode spectrale consiste à utiliser le spectre d'oscillateur d'un accélérogramme de séisme pour déterminer un majorant de la réponse en déplacement relatif d'un oscillateur simple. Cette méthode utilise des notions de la recombinaison modale. Nous considérons uniquement le premier mode (mode prépondérant).

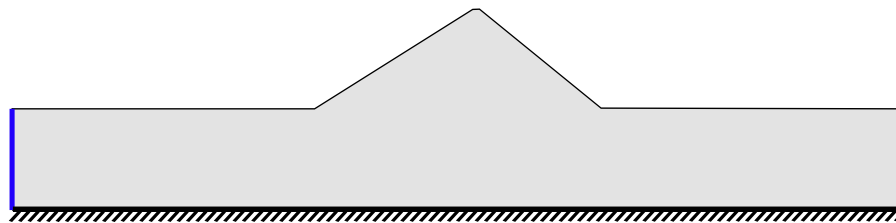
Une analyse modale du modèle de barrage est effectuée pour déterminer la première fréquence propre, le facteur de participation du premier mode et la déformée du barrage associée au premier mode propre. Pour évaluer la réponse maximale d'un oscillateur modal (ω_i, ξ_i) à un accélérogramme, on utilise le spectre de pseudo-accélération absolue $S_a(\omega_i, \xi_i)$ et les caractéristiques modales.

Dans cette modélisation, les conditions aux limites présentées sur la figure 6.1 (a) sont appliquées. La fondation est encastree à la base et modélisée comme étendue à l'infini dans la direction horizontale en appliquant une condition de périodicité aux bords latéraux.

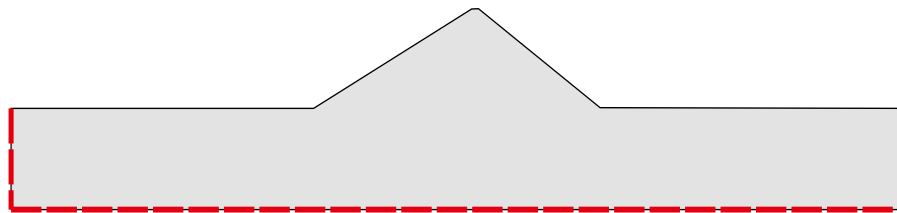
6.3.2 Analyse linéaire transitoire

La méthode transitoire permet de calculer la réponse du modèle de barrage sous l'effet d'un séisme imposé par excitation unique, c'est à dire identique en chacun des points d'ancrage de la fondation (Voldoire (2017) [116]). Ce chargement est appliqué par onde plane élastique verticale. Cette dernière est caractérisée par sa direction, son type (onde P pour les ondes de compression, ondes SV ou SH pour les ondes de cisaillement) et une fonction de déplacement représentant la propagation de l'onde au cours du temps. La fonction de vitesse est prise comme donnée d'entrée. Les matrices de masse, de rigidité et d'amortissement seront assemblées et l'équation de la dynamique résolue selon un schéma numérique choisi. Plusieurs schémas numériques peuvent être utilisés pour la résolution des problèmes géotechniques sismiques (Kontoe et al. (2008) [64]). Dans notre cas, nous utilisons le schéma de Newmark. L'amortissement employé dans cette analyse transitoire est l'amortissement de Rayleigh qui définit la matrice d'amortissement C comme combinaison linéaire des matrices de rigidité K et de masse M :

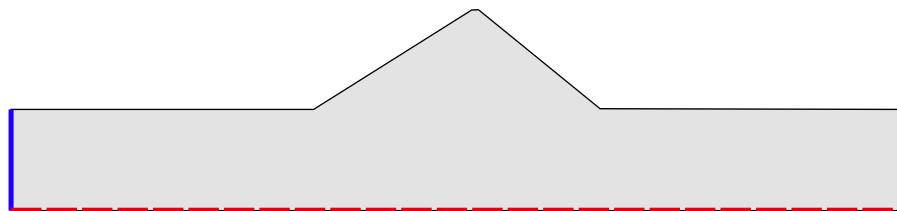
$$C = \alpha K + \beta M \quad (6.1)$$



(a) Conditions aux limites pour un calcul spectral



(b) Conditions aux limites pour un calcul transitoire



(c) Conditions aux limites pour un calcul harmonique

Légende

-  conditions de périodicité
-  Frontière absorbante paraxiale
-  Condition d'encastrement

FIGURE 6.1 Conditions aux limites pour les différentes méthodes de calcul : (a) calcul spectral, (b) calcul transitoire, (c) calcul harmonique.

Les paramètres α et β de l'amortissement de Rayleigh sont calés à partir de l'amortissement réduit ξ de chaque élément du modèle.

Les éléments de frontière absorbante paraxiaux sont considérés à la base et sur les bords latéraux de la fondation. Ils permettent de faire l'hypothèse d'anéchoïcité (Devesa (2017) [24]) : les ondes qui partent vers le fond de la retenue ne "reviennent" pas (amortissement radiatif). Le comportement du sol est supposé élastique au voisinage de la frontière absorbante. Ces éléments sont également utilisés pour introduire le champ sismique incident sous la forme d'une onde plane. L'onde plane est également appliquée aux bords latéraux en prenant en compte le déphasage temporel et l'onde réfléchie.

6.3.3 Analyse linéaire harmonique

La méthode linéaire harmonique est utilisée également pour calculer la réponse sismique d'une structure. Elle permet de résoudre l'équation de la dynamique dans le domaine fréquentiel et de prendre en compte l'amortissement hystérétique. L'excitation sismique est identique en chacun des points de la base de la fondation. L'accélérogramme est exprimé dans le domaine fréquentiel par sa transformée de Fourier (FFT) et est imposé à la base. Des éléments paraxiaux sont également employés à la base de la fondation pour dissiper les ondes réfléchies et les bords latéraux de la fondation présentent une condition de périodicité.

Le résultat de ce calcul sera exprimé dans le domaine temporel pour pouvoir calculer les distorsions maximales. Cela peut se faire par transformation de Fourier inverse de chacune des fonctions d'évolution fréquentielle en chaque point et selon chaque composante des champs cinématiques sélectionnés. Cela est pratiquement possible par utilisation d'une commande du code Aster (Opérateur REST_SPEC_TEMP, Devesa (2010) [23]).

6.3.4 Synthèse de l'algorithme proposé

Dans cette partie, nous présentons l'algorithme proposé pour un calcul linéaire équivalent 2D modifié. La figure 6.2 montre les trois méthodes possibles pour le calcul de la distorsion.

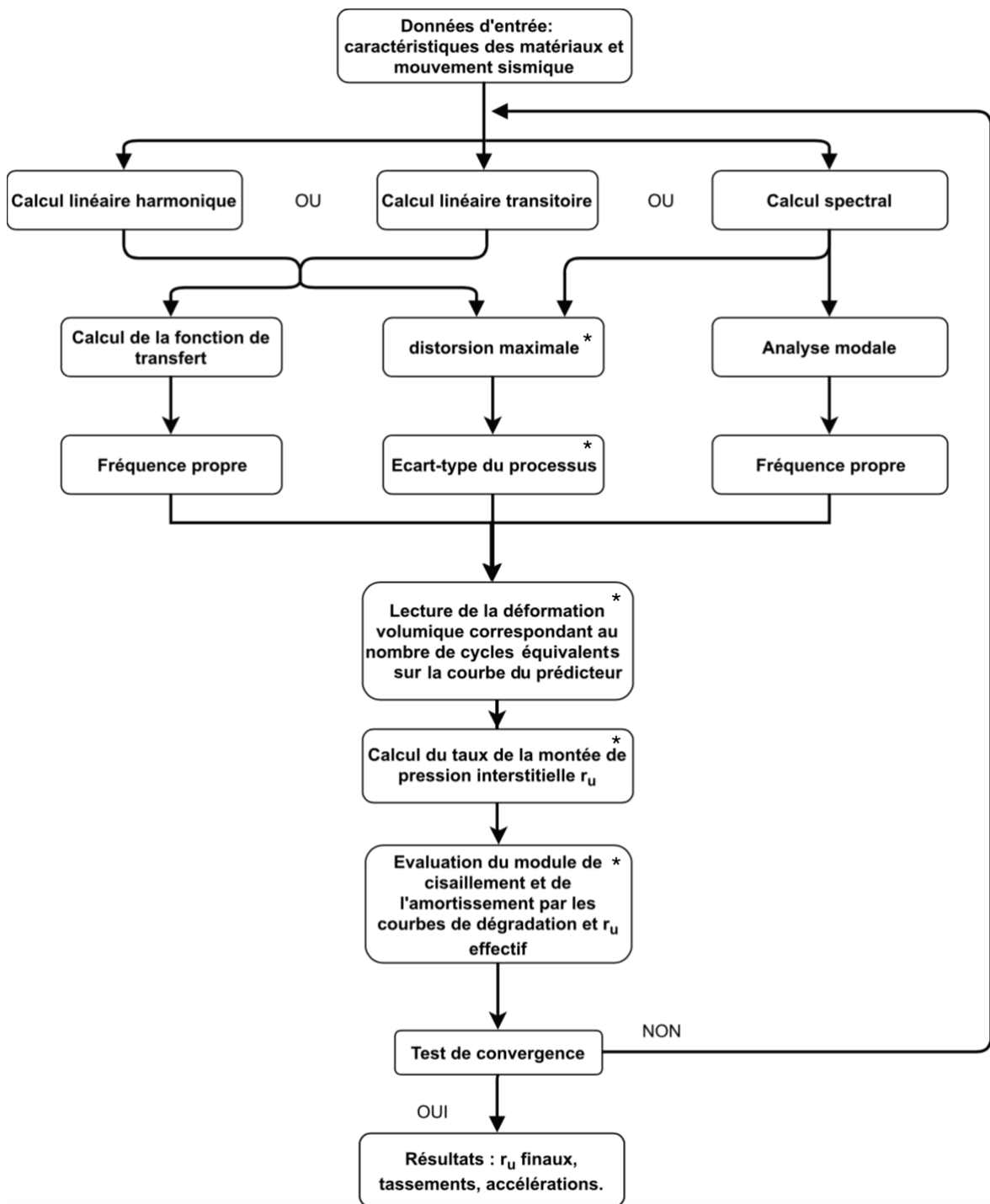


FIGURE 6.2 Algorithme proposé pour un calcul linéaire 2D modifié : trois options possibles pour calculer la distorsion maximale. (Le symbole * indique que cette étape est réalisée au niveau de chaque noeud et le reste sont des étapes globale du modèle).

Le calcul complet est effectué de la manière suivante :

Initialisations

- Initialisation des caractéristiques mécaniques et saisie des courbes de dégradation du matériau constituant chaque élément i : $G_i^0, \rho_i, \nu_i, \xi_i^0, C_{1i}^b, C_{2i}^b, M_i = 150 + 10(N_1)_{60,i}$ et les courbes $[G/G_0 - \gamma]$ et $[\xi - \gamma]$;
- Affectation de ces données en chaque point de discrétisation ;
- Calcul de la durée de phase forte du signal T_f ;
- Décomposition du mouvement d'entrée en ondes monochromatiques par transformée de Fourier (FFT) dans le cas d'un calcul linéaire harmonique ; Intégration temporelle de l'accélérogramme afin d'avoir une fonction en vitesse pour l'imposer en onde plane dans le cas d'un calcul linéaire transitoire ;
- Pour chaque itération j :
 - A Suivant la méthode examinée :

1. Analyse harmonique dans le domaine fréquentiel

- Calcul des matrices : masse, rigidité et amortissement (amortissement hystéretique) ;
- Assemblage des matrices ;
- Calcul de la réponse harmonique du profil de sol sous excitation de la transformée de Fourier (FFT) du signal d'entrée en accélération, appliquée en mono appui à la base du modèle ;
- Calcul de la fonction de transfert en accélération entre la base et la crête du barrage et évaluation de la fréquence propre du modèle (fréquence du premier pic sur la fonction de transfert) ;
- Conversion de la réponse harmonique en réponse temporelle ;
- Calcul des valeurs maximales de distorsion à chaque noeud du modèle $\gamma_{max_i}^j$.

2. Analyse transitoire dans le domaine temporel

- Calcul des matrices : masse, rigidité et amortissement. L'amortissement de Rayleigh est utilisé et calé à partir de l'amortissement réduit pour un intervalle de fréquence $[0.5Hz - 15Hz]$;
- Assemblage des matrices ;
- Calcul de la réponse transitoire sous excitation par onde plane verticale ;

- Calcul de la fonction de transfert en accélération entre la base et la crête du barrage et évaluation de la fréquence propre du modèle (fréquence du premier pic sur la fonction de transfert) ;
- Calcul des valeurs maximales de distorsion à chaque noeud du modèle $\gamma_{max_i}^j$.

3. Analyse modale spectrale

- Analyse modale, pour calculer le vecteur propre $\phi_1^j(x, y)$ pour un point M(x,y) du modèle, le facteur de participation p_1^j et la fréquence propre f_1^j du premier mode (mode prépondérant) ;
- Calcul du spectre de réponse de l'accélérogramme à la base (nous commençons avec un amortissement $\xi = 5\%$ et puis avec l'amortissement ξ_i^j) ;
- Calcul de la réponse maximale en distorsion $\gamma_{max_i}^j$.

B Étapes communes :

- Calcul du nombre des cycles équivalents N_{cycles}^j (équation (4.11)) ;
- Calcul de l'écart-type du processus à chaque noeud : $\sigma_{\gamma_i}^j = \frac{\gamma_{max_i}^j}{p_s}$;
la valeur de p_s correspondant à N_{cycles}^j est lue sur les courbes de Der Kiureghian 1979, [22] (figure 4.2) ;
- Calcul de la distorsion effective à chaque noeud $\gamma_{eff_i}^j = R_\gamma \gamma_{max_i}^j$
avec R_γ facteur de pondération de la déformation effective égal à 0.65 (Schnabel et al. (1972) [95]) ;
- Interpolation des valeurs du rapport $G/G_{max_i}^j$ en utilisant les courbes $(G - \gamma)_i^j$;
- Lecture de la valeur de $\frac{\varepsilon_v^p}{C_1 \sigma_\gamma} (N_{cycles}^j)$ sur la courbe unique (Figure 4.10 (droite)) qui correspond au nombre de cycles N_{cycles}^j ;
- Calcul des déformations volumiques : $\varepsilon_{v_i}^{pj} = C_{1i}^b \sigma_{\gamma_i}^j \frac{\varepsilon_v^p}{C_1 \sigma_\gamma} (N_{cycles}^j)$;
- Calcul du taux de montée de pression intersitielle : $r_{u_i}^j = 1 - \exp(-M_i \varepsilon_{v_i}^{pj})$
- Évaluation du taux de montée de pression intersitielle effective :
 $r_{u_{eff,i}}^j = \chi r_{u_i}^j$;
avec χ facteur de pondération de montée de pression intersitielle effective dont la valeur 2/3 a été retenue au chapitre 5 ;

- Évaluation du couple $(G_i^j \text{ et } \xi_i^j)$ en fonction de la distorsion effective et du taux de montée de pression interstitielle effective : l'équation 3.21 est utilisée pour G_i^j .
- Test de convergence : $|\frac{G_i^j - G_i^{j-1}}{G_i^{j-1}}| < \varepsilon$ (ε est pris égal à 5 %).

Si la convergence est atteinte, nous conservons les champs de déformation et du taux de montée de pression interstitielle calculés à l'itération j ; sinon, le calcul passe à l'itération $j + 1$.

6.4 Application de l'approche au barrage d'Aratozawa

6.4.1 Le séisme Iwate-Miyagi Nairiku 2008

Un séisme de magnitude 7.2 et de profondeur 8 km a frappé une zone montagneuse volcanique du nord du Japon à 8h43 le 14 juin 2008. Les dégâts ont été observés dans un rayon de 35 km autour de l'épicentre (Kayen et al. (2008) [60]). Pendant le séisme, la composante verticale d'un accéléromètre d'un site KiK-net situé à une distance de 2.6 km de l'épicentre a enregistré une accélération de 3.866g, la plus grande jamais enregistrée (Kazama et al. (2012) [61]).

Au total, ce séisme a causé la mort ou la disparition de 23 personnes et a provoqué de nombreux glissements de terrain, des laves torrentielles et des ruptures de barrages en terre (Kazama et al. (2012) [61]). Les caractéristiques des dégâts causés par le séisme peuvent être consultées en détail dans les rapports d'enquête du comité de reconnaissance (Joint reconnaissance committee) (2009) [58] et de la société japonaise de géotechnique JGS (2010) [56].

6.4.2 Le barrage d'Aratozawa

6.4.2.1 Présentation du barrage

Plusieurs barrages de la zone touchée par le séisme ont été fortement secoués. Parmi eux, le barrage d'Aratozawa situé à 15 km au sud de l'épicentre de l'événement principal. La figure 6.3 montre l'emplacement de l'épicentre du séisme, le barrage d'Aratozawa et le plan de la faille.

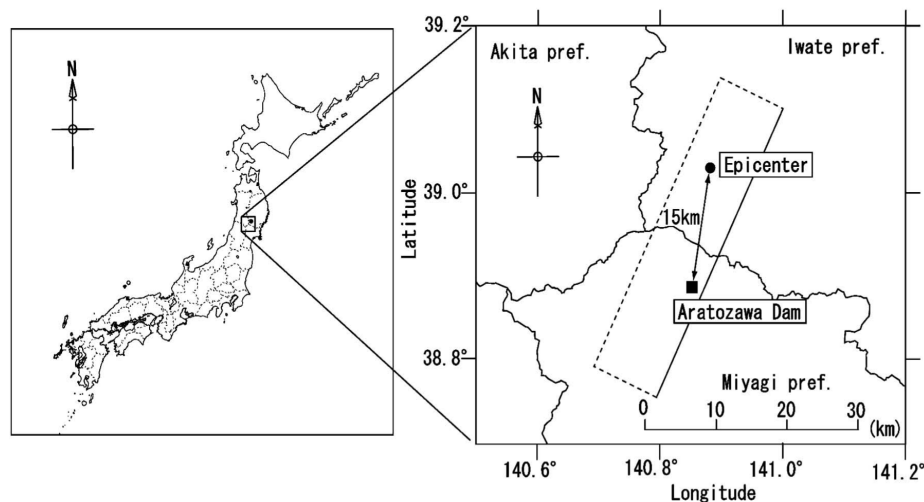


FIGURE 6.3 Emplacement de l'épicentre du séisme d'Iwate-Miyagi Nairiku de 2008 et du barrage d'Aratozawa (Ohmachi et Tahara (2011) [79]).

Le barrage d'Aratozawa est un barrage en remblai à noyau central argileux situé dans la préfecture d'Iwate au Japon. Il a été construit en 1991 principalement pour des services d'irrigation et pour contrôler les inondations. Il est situé dans une vallée alluviale semi-elliptique comme le montre la figure 6.4 (c). Il est constitué de cinq zones matérielles : (1) noyau, (2) filtres, (3) transitions, (4) enrochements intérieurs et (5) enrochements extérieurs. Ces différentes zones sont illustrées sur la figure 6.4 (b). Le tableau 6.4.1 synthétise les caractéristiques géométriques du barrage.

TABLEAU 6.4.1 Dimensions du barrage d'Aratozawa (Ohmachi et Tahara (2011) [79]).

Hauteur (m)	74.4
Longueur de crête (m)	413.7
Largeur de crête (m)	10
Pente côté amont	1/2.7
Pente côté aval	1/2.1

6.4.2.2 Le barrage d'Aratozawa durant le séisme d'Iwate-Miyagi Nairiku de 2008

Le barrage d'Aratozawa est instrumenté par des accéléromètres à trois endroits du noyau central (en crête, à mi-hauteur et à la base du barrage) et par quinze capteurs de pression interstitielle. Les accélérations maximales observées durant l'événement principal du séisme d'Iwate-Miyagi de 2008 dans les trois directions sont présentées dans le tableau 6.4.2 (Ohmachi et Tahara (2011) [79]). Dans cette étude nous considérons les accélérations uniquement

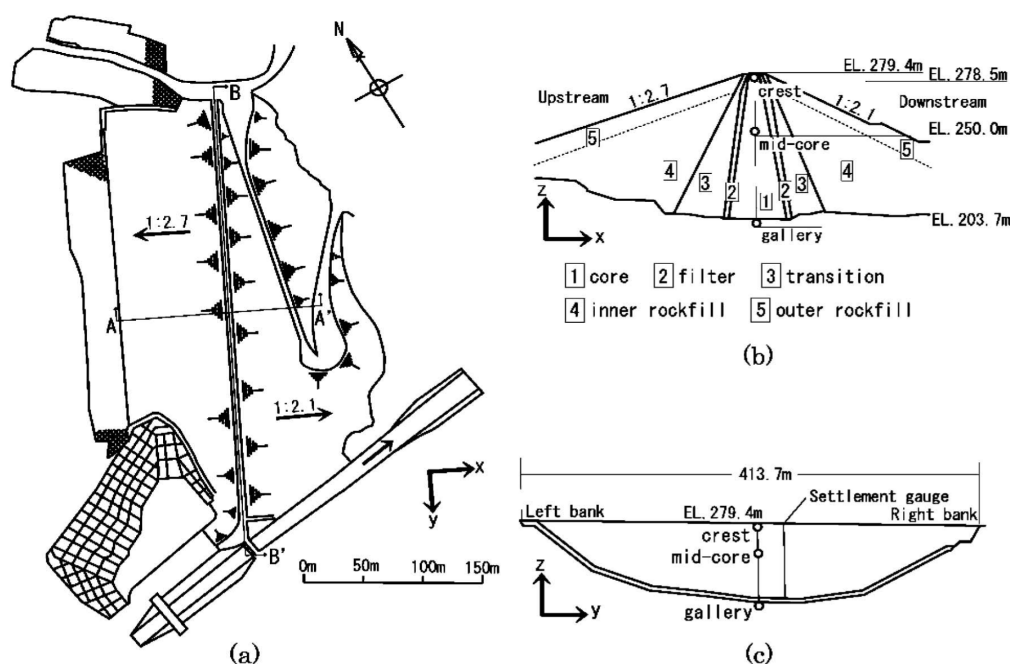


FIGURE 6.4 (a) Plan du barrage (partie haute) ; (b) Coupe verticale AA' de la section centrale avec les différentes zones du barrage ; (c) Coupe verticale selon l'axe du barrage BB' avec des sismomètres en crête, au centre du noyau et à la galerie (Ohmachi et Tahara (2011) [79]).

dans la direction amont-aval. Les accélérogrammes enregistrés dans cette direction aux trois endroits instrumentés du barrage sont présentés sur la figure 6.5. Nous remarquons que le signal s'atténue graduellement dans la hauteur du barrage pour atteindre un PGA de 5.25 m/s^2 , à peu près la moitié de ce qui a été enregistré en galerie de fond (10.24 m/s^2).

TABLEAU 6.4.2 Accélérations maximales observées durant le séisme d'Iwate-Miyagi Nairiku de 2008 (m/s^2) (Ohmachi et Tahara (2011) [79]).

Location	Direction		
	Amont-aval	Axe du barrage	Vertical
Crête	5.25	4.55	6.22
Centre du noyau	5.35	4.78	4.70
Galerie de fond	10.24	8.99	6.91

Durant ce séisme, le barrage a subi un tassement de 19.8 cm en crête des parements et de l'ordre de 40 cm en crête de la section centrale (le noyau argileux).

Ohmachi et Tahara (2011) [79] ont analysé les premières périodes propres de vibration du barrage d'Aratozawa, en utilisant les fonctions de transfert entre la crête et la base du

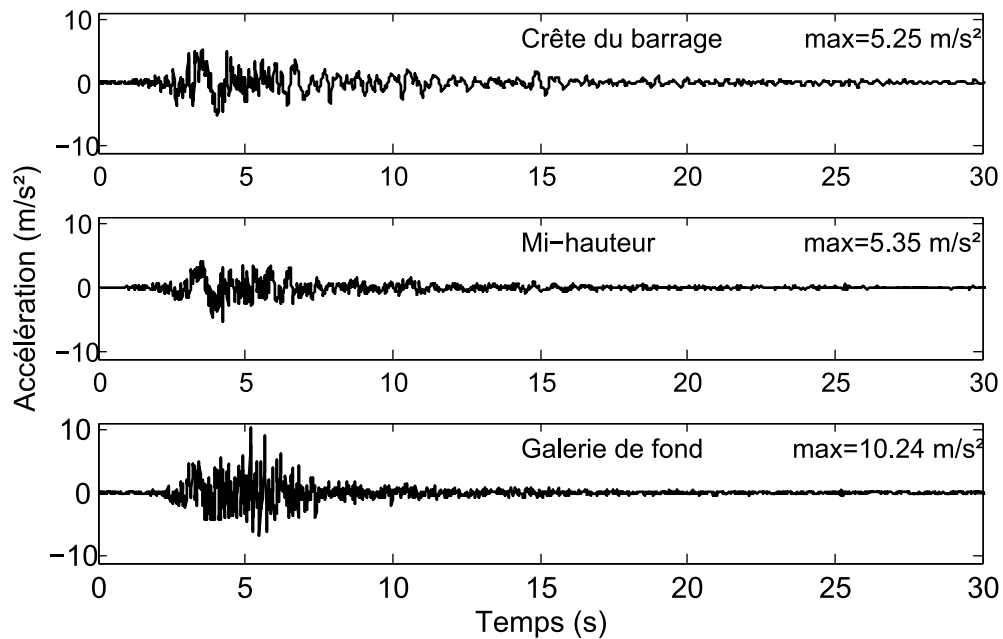


FIGURE 6.5 Accélérations observées en crête du barrage d'Aratozawa (haut), à mi-hauteur du noyau (centre) et à la base du barrage (bas).

barrage pour les enregistrements d'un séisme de magnitude de 5,9 qui s'est produit en 199 à une accélération maximale en galerie de fond de 0,28g dans la direction amont - aval. Les périodes calculées dans cette direction sont $T = 0.33 - 0.35s$. Elles correspondent à des fréquences $f = 2.86 - 3Hz$. La fréquence propre du barrage avant le séisme de 2008 est donc considérée comme étant comprise entre 2.86 et 3 Hz.

6.4.3 Modélisation du barrage d'Aratozawa

6.4.3.1 Description du maillage

Le modèle géométrique du barrage et sa fondation en 2D est illustré sur la figure 6.6. Les cinq zones du corps du barrage sont identifiées par des groupes de mailles différentes. Au total, le maillage contient 3462 éléments quadratiques et 7546 noeuds. La fondation est un rocher élastique quasi-rigide et de même hauteur que le barrage.

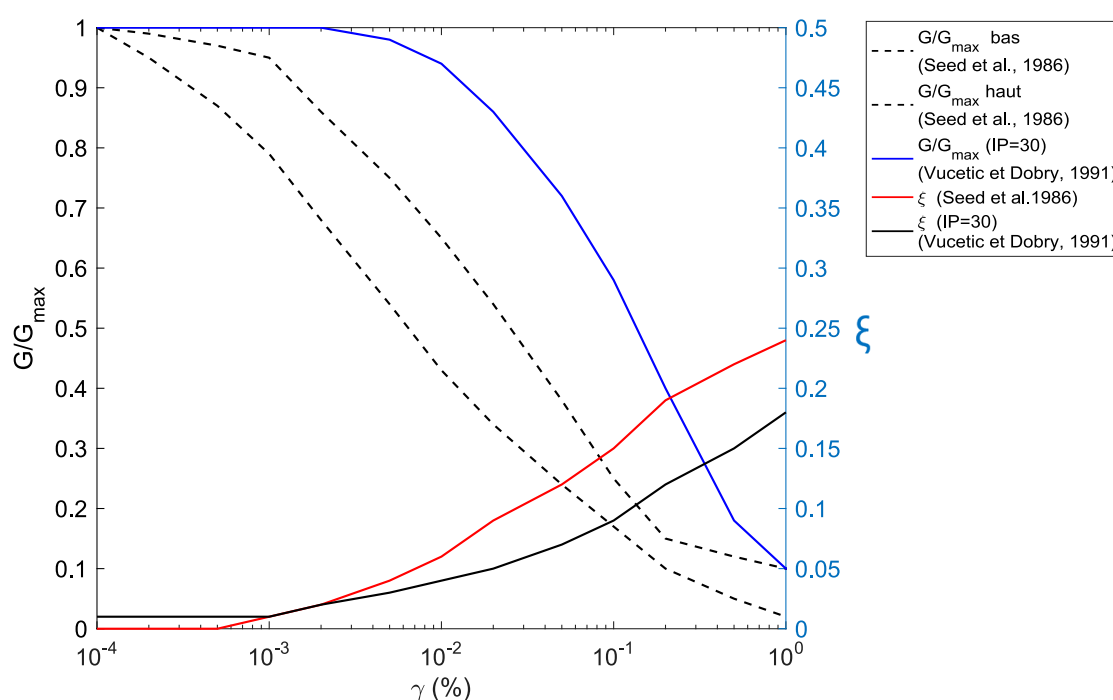


FIGURE 6.7 Courbes de dégradation du module de cisaillement et de l'amortissement utilisées dans notre étude (Seed et al. (1986) [99] et Vucetic et Dobry (1991) [117]).

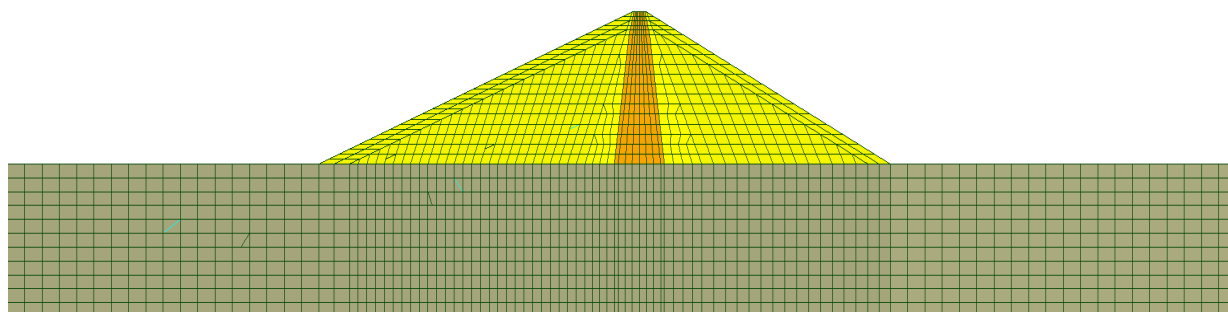


FIGURE 6.6 Modèle par éléments finis du barrage d'Aratozawa en 2D.

6.4.3.2 Comportement dynamique du barrage

Les cinq zones du corps du barrage sont rassemblées en deux types de comportement : le comportement des parements et celui du noyau. Le recalage des paramètres nous permet d'obtenir deux profils de vitesse de cisaillement V_s , une pour chacun des groupes de matériaux et d'attribuer la courbe basse de diminution du module de cisaillement de Seed (1986) [99] aux parements, et celle de Vucetic et Dobry (1991) [117] (IP=30) au noyau (Figure 6.7).

Un recalage des fréquences du système (barrage + fondation) a été fait par EDF R&D et les profils proposés sont les suivants :

$$\begin{cases} V_s = 200 Z^{0.35} & \text{pour le noyau} \\ V_s = 300 Z^{0.20} & \text{pour les enrochements.} \end{cases} \quad (6.2)$$

Les modules d'Young dépendent également de la contrainte effective verticale via la formule suivante :

$$E = E_0 \left(\frac{p'}{P_{ref}} \right)^n \quad (6.3)$$

avec

- p' la contrainte effective moyenne ;
- $P_{ref} = 1MPa$;
- $E_0 = 5200MPa$ pour le noyau et $E_0 = 3520MPa$ pour les parements ;
- $n = 0.4$ pour les parements et $n = 0.7$ pour le noyau.

6.4.3.3 Comportement de la fondation

La fondation est modélisée comme un substratum rigide ayant un comportement élastique linéaire avec les propriétés suivantes :

- module d'Young = 143 GPa (soit une vitesse de cisaillement de 5000 m/s) ;
- coefficient de Poisson = 0.3 ;
- masse volumique = $2.2 t/m^3$.

Nous considérons également que le rocher est sans eau, donc son comportement est purement mécanique.

6.4.4 Résultats

Dans cette section, nous présentons les résultats obtenus par la méthode 2D proposée. Ils sont comparés avec les enregistrements réels du barrage d'Aratozawa.

Trois méthodes de calcul différentes ont été proposées dans l'algorithme de linéarisation équivalente : analyse par méthode spectrale, analyse transitoire et analyse harmonique. Dans ce chapitre, nous présentons les résultats des deux premières méthodes : spectrale et transitoire.

6.4.4.1 Analyse des résultats par la méthode spectrale

Une analyse modale est réalisée pour calculer la fréquence fondamentale du système, les déplacements modaux et le facteur de participation initial. La figure 6.8 présente le résultat de cette analyse : la fréquence propre du barrage est égale à 2.89 Hz, ce qui correspond à

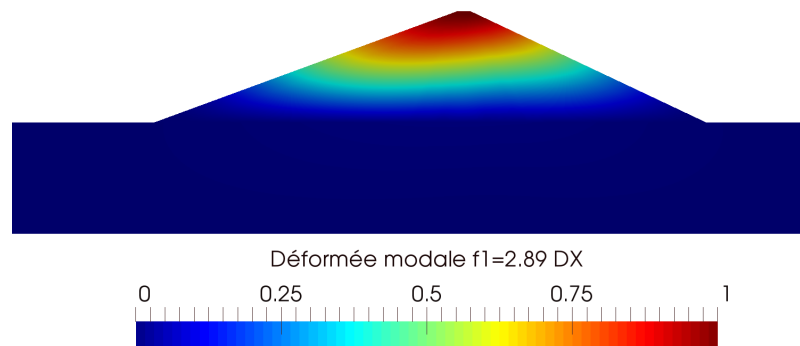


FIGURE 6.8 Réponse modale du barrage en déplacement horizontal normalisée par sa valeur maximale pour le premier mode ($f_1 = 2.89\text{Hz}$).

la fréquence fondamentale du barrage obtenue par Ohmachi et Tahara (2001) [79] par la fonction de transfert calculée à partir des accélérations enregistrées durant le séisme de 1996.

D'après la figure 6.8, la fondation a un déplacement nul, donc nous appliquons le spectre de réponse de l'accélération enregistrée à la base du barrage, à l'interface entre la fondation et le barrage. Le spectre de réponse utilisé est présenté sur la figure 6.9. La durée de la phase forte du signal d'entrée est $T_f = 5.36\text{ s}$. Par conséquent le nombre de cycles équivalents $N_{cycles} = 16$ cycles.

Le calcul converge après 5 itérations vers une fréquence effective du barrage égale à 1.38Hz . La réponse modale du barrage dans son état dégradé est présentée sur la figure 6.10. D'après Ohmachi et Tahara (2011) [79], les périodes du barrage Aratozawa suite à l'événement principal du séisme de 2008, dans la direction amont-aval sont $T'_1 = [0.65 - 1.20\text{s}]$, ce qui correspond à des fréquences $f'_1 = [0.83 - 1.54\text{Hz}]$ (Ohmachi et Tahara (2011) [79]). La fréquence minimale de 0.83 Hz a été détectée 4 s après le début du signal qui correspond à la phase forte du signal. La fréquence calculée, $f'_1 = 1.38\text{Hz}$ appartient à l'intervalle de fréquences observées et peut être considérée comme valeur équivalente constante durant tout le signal.

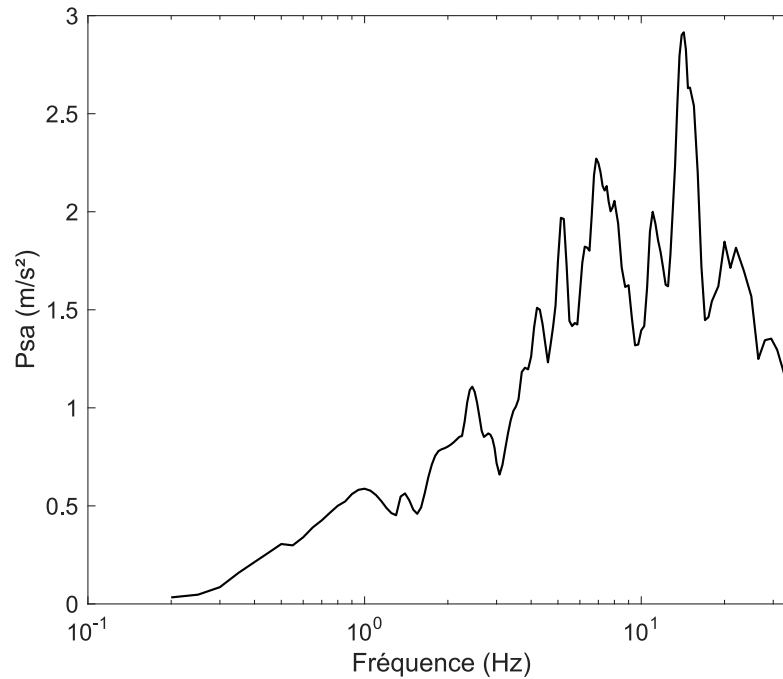


FIGURE 6.9 Spectre de réponse en pseudo-accélération normalisée du signal sismique en galerie de fond du barrage dans la direction amont-aval.

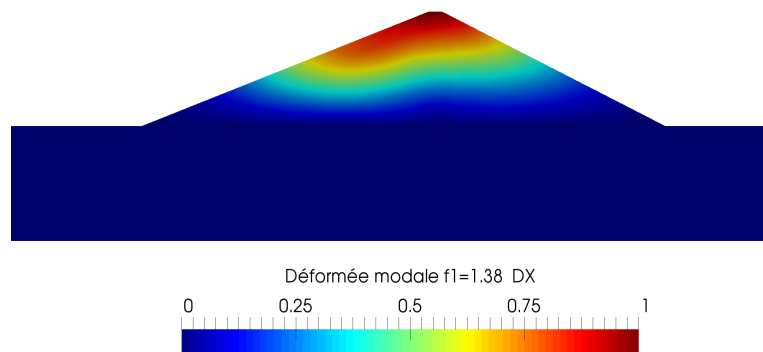


FIGURE 6.10 Réponse modale du barrage en déplacement horizontal normalisée par sa valeur maximale pour le premier mode ($f_1 = 1.38\text{Hz}$).

Le taux de montée de pression interstitielle est calculé uniquement dans le noyau du barrage considéré parfaitement non drainé durant le séisme. La figure 6.11 présente le taux de montée de pression interstitielle r_u dans le noyau du barrage (à gauche) et une comparaison avec la valeur mesurée de r_u (à droite). La méthode prédit un r_u maximal de 49% à une

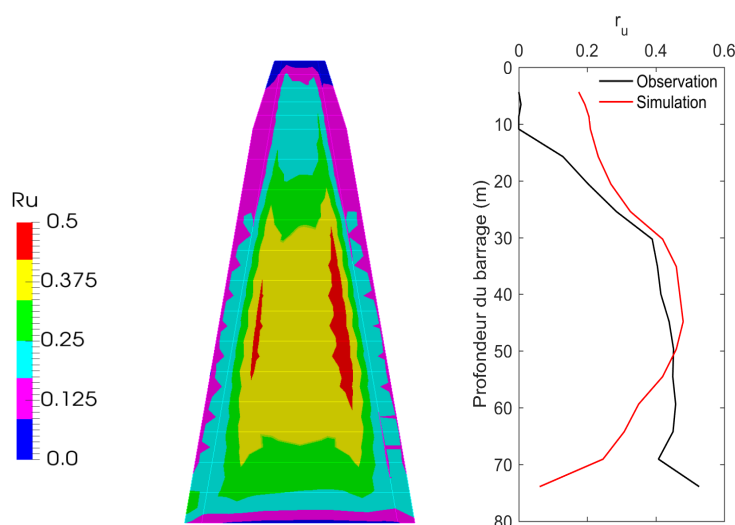


FIGURE 6.11 Taux de montée de pression interstitielle simulé (gauche) ; comparaison entre le taux de montée de pression interstitielle simulé (courbe rouge) et celui mesuré (courbe noire).

profondeur de 40 m légèrement inférieure à la valeur maximale de 53% observée dans la partie inférieure du barrage.

Quant aux tassements, une valeur de 17 cm est obtenue en intégrant les déformations volumiques à différentes profondeurs du noyau. Cette valeur est inférieure à la valeur réelle, 40 cm, mesurée dans le noyau du barrage.

6.4.4.2 Analyse des résultats par la méthode transitoire

Le mouvement sismique enregistré à la base du barrage est déconvolué jusqu'à la base de la fondation de 75 m d'épaisseur. Le signal déconvolué est intégré en vitesse et appliqué sous la forme d'une onde plane sur toute la base de la fondation et en partie sur les bords latéraux de la fondation en tenant compte du déphasage temporel et de l'onde réfléchie.

La fonction de transfert est calculée après chaque itération pour identifier la nouvelle fréquence propre du barrage. La fréquence propre initiale calculée est égale à 2.87 Hz, une valeur proche de celle identifiée par (Ohamachi et Tahara (2011) [79]).

Les accélérogrammes enregistrés et simulés en crête (haut), à mi-hauteur (centre) et en galerie de fond (bas) du barrage sont présentés sur la figure 6.12. La correspondance entre accélérations calculée et mesurée est relativement satisfaisante pour l'accélération à la base du barrage. Les deux courbes sont similaires. Le PGA maximal calculé en galerie de fond est égal à 11.1 m/s^2 légèrement supérieur (8%) à celui enregistré et égal à 10.24 m/s^2 (Figure 6.14). Pour l'accélération à mi-hauteur, la majorité des pics d'accélération simulés

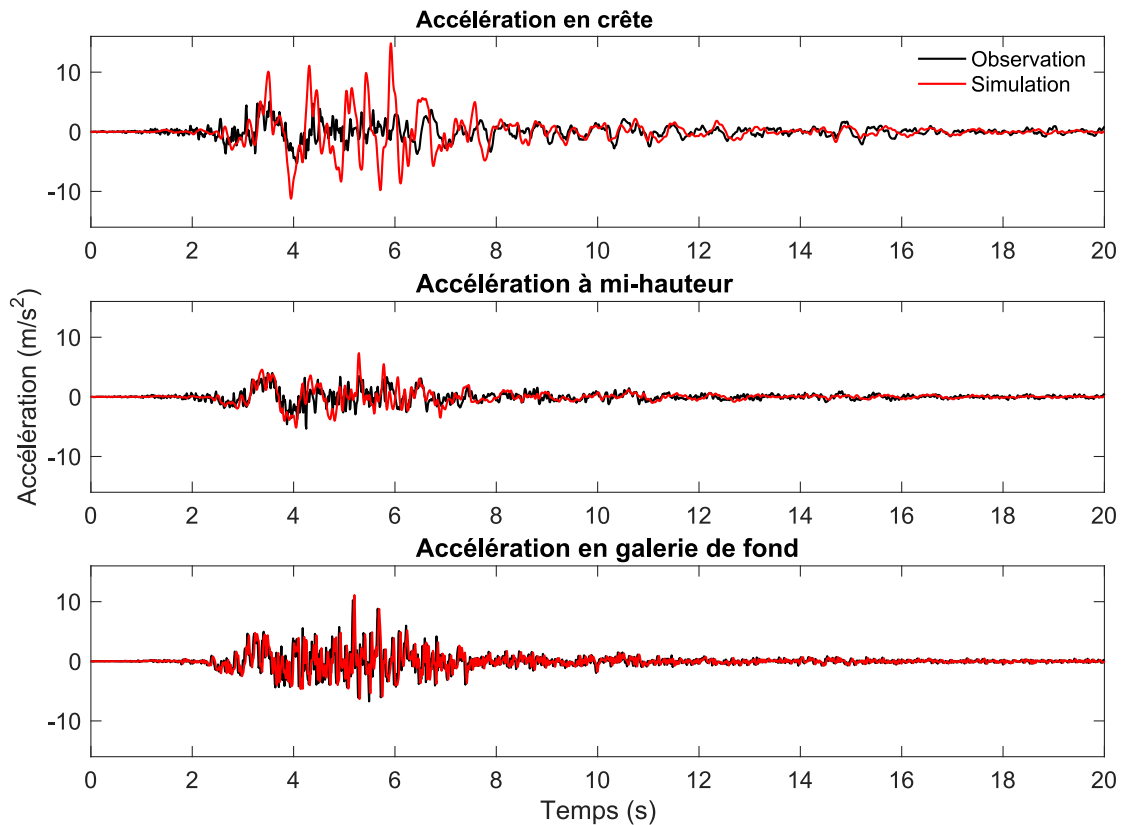


FIGURE 6.12 Comparaison des accélérogrammes observés et simulés en crête (haut), à mi-hauteur du noyau (centre) et en galerie de fond (bas) du barrage.

et enregistrés se produisent simultanément et les valeurs de pics simulés sont légèrement supérieures à celles enregistrées. D'après la figure 6.14, l'accélération s'atténue entre la galerie du fond et le milieu du noyau central pour atteindre une valeur de 7.33 m/s^2 , une valeur également supérieure à celle enregistrée ($\text{PGA} = 5.33 \text{ m/s}^2$). L'accélération simulée en crête du barrage est moins proche de celle enregistrée. D'après la figure 6.13, une bonne correspondance en fréquence et en amplitude entre la réponse enregistrée et simulée jusqu'à une fréquence de 0.4 Hz. Au-delà de cette fréquence, la méthode proposée reproduit toujours le contenu fréquentiel de la réponse en crête mais pas l'atténuation de l'amplitude observée en crête du barrage. Le PGA calculé est amplifié de 1.5 fois par rapport à celui mesuré en galerie de fond. Ce résultat peut être attribué à l'amortissement relativement faible dans le noyau (Figure 6.15). D'après Seed et Idriss (1970) [97], la variation de l'amortissement dépend du niveau de distorsion et de la contrainte effective verticale. La montée de pression interstitielle s'accompagne d'une diminution de la contrainte effective verticale. Par conséquent la courbe de variation d'amortissement est décalée vers des valeurs plus élevées. Or, dans notre modèle, l'amortissement est considéré comme dépendant uniquement de la distorsion.

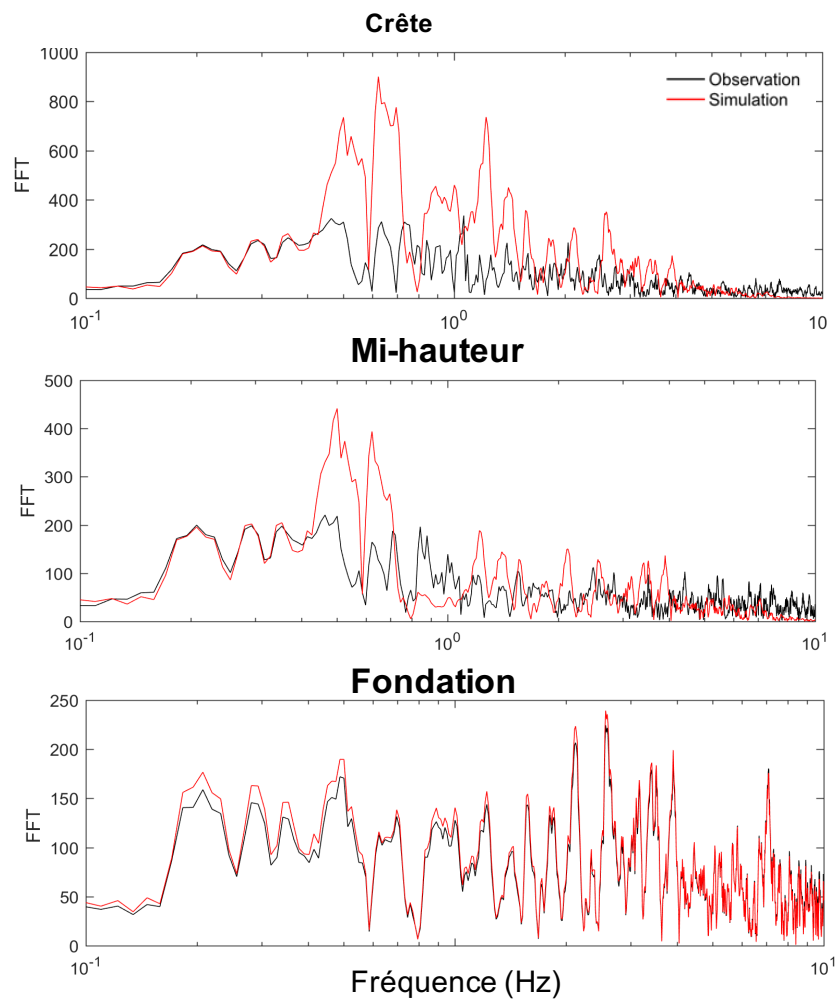


FIGURE 6.13 Comparaison des transformées de Fourier (FFT) des accélérographes observés et simulés en crête (haut), à mi-hauteur du noyau (centre) et en galerie de fond (bas) du barrage.

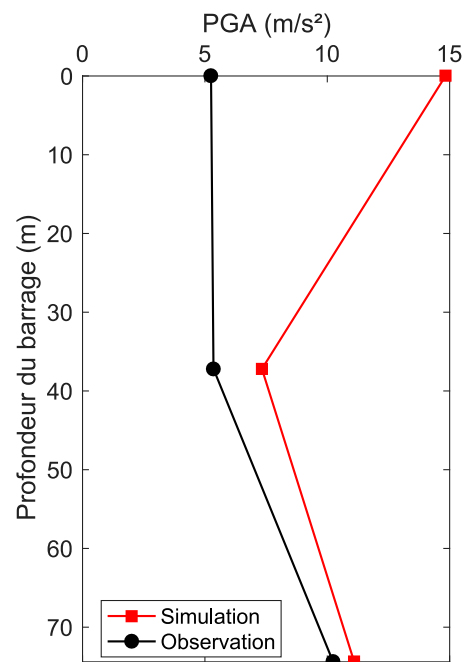


FIGURE 6.14 Comparaison des accélérations maximales (PGA) observées et simulées dans le barrage.

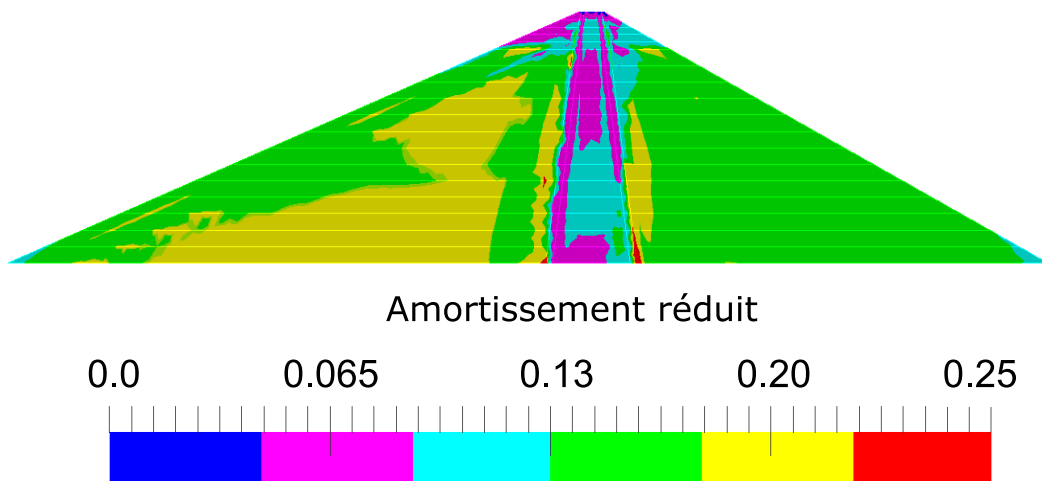


FIGURE 6.15 Amortissement réduit ξ dans le barrage.

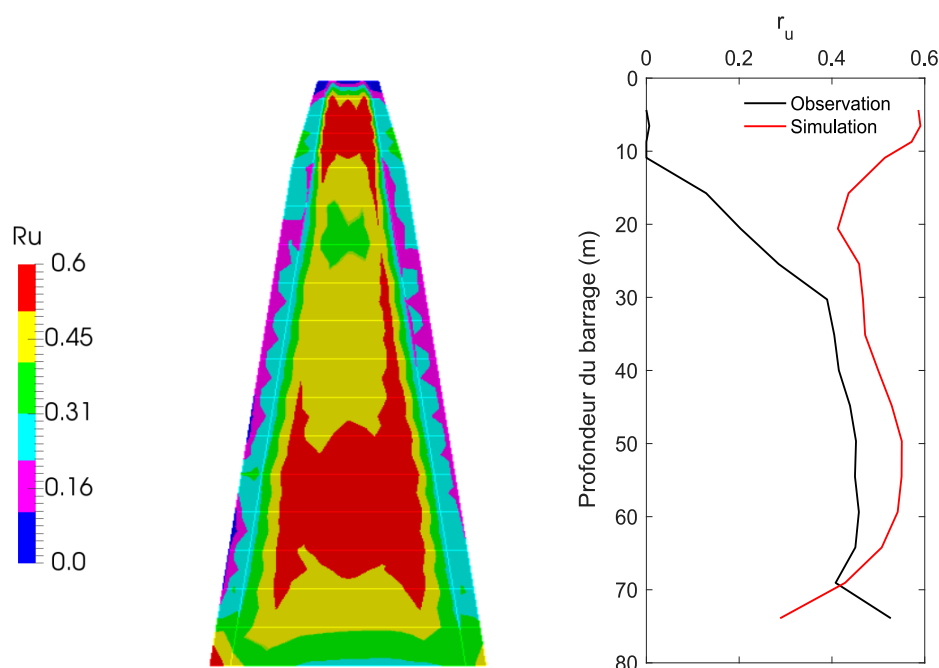


FIGURE 6.16 Taux de montée de pression interstitielle simulé (gauche) ; comparaison entre le taux de montée de pression interstitielle simulé (courbe rouge) et celui mesuré (courbe noire).

Le taux de montée de pression interstitielle est également calculé dans le noyau du barrage. La figure 6.16 montre la distribution de ce taux dans le noyau (gauche) et la comparaison du r_u simulé avec celui mesuré par les capteurs (droite). Les valeurs de r_u simulées sont supérieures à celles mesurées de 15% à 20% dans les parties centrale et inférieure du barrage. En revanche, dans la partie supérieure, la valeur de r_u est largement surestimée et cela est dû à l'absence du drainage dans la partie supérieure du modèle. Le niveau de l'eau était en réalité à 10m en-dessous de la crête mais en modélisation le noyau est totalement saturé.

La simulation numérique estime après dissipation, le tassement de la crête à 23 cm, une valeur sous-estimée de 45% par rapport au tassement réel mesuré dans le barrage qui est de l'ordre de 40 cm. Le cumul des tassements dans le noyau central du barrage est présenté sur la figure 6.17. Le tassement calculé jusqu'à une profondeur de 20 m est en bon accord avec la valeur mesurée dans le barrage. La différence est dans la partie supérieure du noyau. Sachant que le tassement calculé par l'approche proposée est uniquement dû aux déformations volumiques cumulées dans le barrage, une autre partie du tassement peut être due aux phénomènes de glissements et de cisaillement qui ont eu lieu durant le séisme entre les parements et le noyau. Or ces glissements ne sont pas étudiés dans notre méthode, cela peut expliquer cette sous-estimation du tassement.

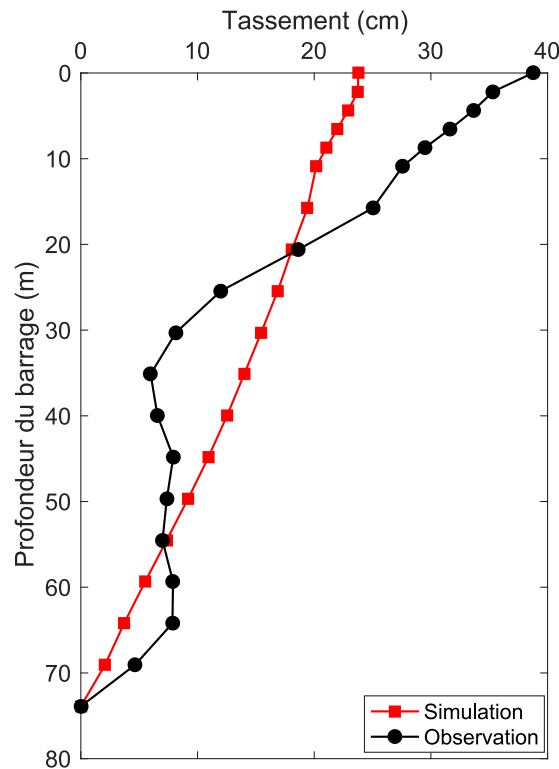


FIGURE 6.17 Comparaison des tassements calculés (courbe rouge) et mesurés (courbe noire) dans le barrage.

6.4.5 Discussions

L'approche linéaire équivalente 2D proposée dans ce chapitre :

- évalue la montée de pression interstitielle dans le bon ordre de grandeur et tend à la surévaluer.
- estime le tassement de la crête à environ 60% des tassements observés. Une partie de ces valeurs observées est due à des phénomènes de glissements non modélisés ;
- reproduit d'une manière satisfaisante la dégradation du module de cisaillement. Cela apparaît dans le contenu fréquentiel de la réponse en accélération calculée en crête et à mi-hauteur du noyau central ;
- sur-estime l'accélération en crête. Cela peut être expliqué par le fait que l'amortissement n'est pas modélisé comme étant une fonction de la contrainte effective, mais uniquement comme dépendant de la distorsion.

Certains aspects comme la prise en compte de la montée de pression interstitielle durant l'évaluation de l'amortissement et la considération du niveau de la retenue en eau en amont du barrage, pourront améliorer les résultats de cette approche.

Chapitre 7

Conclusions et perspectives

Rappel du contexte et des objectifs

Il a été prouvé historiquement que la liquéfaction du sol a des conséquences dévastatrices, par exemple des tassements, des écoulements latéraux, des instabilités de pentes naturelles, de digues ou de barrages. L'étude de ce phénomène de liquéfaction s'avère cruciale en géotechnique sismique.

Dans le contexte général de l'évaluation de la performance sismique des ouvrages en terre, des méthodes numériques et des outils performants existent et permettent de simuler la réponse dynamique de telles structures lorsqu'elles sont soumises à des tremblements de terre. L'objectif de cette thèse était de concevoir une méthode intermédiaire entre des méthodes "simplistes" et des méthodes "complexes et coûteuses".

Cette recherche porte d'abord sur le risque de liquéfaction dans un modèle de profil de sol 1D. On s'intéresse ensuite à l'effet d'une secousse sismique sur l'évolution des pressions interstitielles dans des modèles bidimensionnels de barrages. Dans les deux cas, ce mémoire propose de nouvelles approches de modélisation de la liquéfaction des sols saturés, basées sur des calculs linéaires équivalents. Les résultats obtenus montrent la possibilité et l'importance de la prise en compte de la montée de pression interstitielle dans ces approches.

Même si des conclusions partielles ont déjà été données à travers les différents chapitres, les principaux résultats obtenus sont synthétisés dans ce chapitre et discutés à la lumière de leur contribution aux objectifs initiaux.

Bilan et apport des travaux réalisés

Comportement des sables et liquéfaction

Nous avons fait un bilan des connaissances sur le comportement des milieux granulaires soumis à un chargement cyclique en condition non drainée. Nous avons recensé les caractéristiques du matériau jouant un rôle prépondérant dans le phénomène de densification ainsi que les modèles existants représentatifs de ce phénomène.

Nous avons présenté le phénomène de liquéfaction, ses effets et les méthodes d'évaluation existantes et utilisées en ingénierie. Le modèle de densification de Byrne (1991) [13] et le modèle d'évaluation de montée de pression interstitielle de Martin et al. (1975) [71] modifié par Wu (1996, 2001) [118] [119], ont été retenus pour le développement de nos approches.

Détermination des montées de pression interstitielle à partir des distorsions

Une combinaison de deux modèles a été proposée pour déduire les montées de pression interstitielle induites par un chargement en distorsion :

- un modèle de densification pour calculer les déformations volumiques (Byrne (1991));
- un modèle pour déduire la montée de pression interstitielle à partir des déformations volumiques et des caractéristiques du sol (Martin et al. (1975))

L'expression proposée par Martin et al. (1975) pour déterminer le module de déchargement-rechargement du squelette de sable aboutit à une valeur trop élevée, surestimant la montée de pression interstitielle. Une formule appropriée suggérée par Wu (1996, 2001), qui détermine ce module à partir des résultats SPT $(N_1)_{60}$, a été utilisée pour calculer la surpression interstitielle à partir de la déformation volumique.

Cette combinaison des deux modèles a été appliquée à des sols ayant fait l'objet de travaux antérieurs et validée par rapport à des résultats expérimentaux présentés par Dobry (1985) [27].

Approche linéaire équivalente du comportement du sol saturé sous chargement cyclique non drainé par la méthode X-ELM

Nous avons proposé une méthode pour détecter le déclenchement de la liquéfaction dans les profils de sol 1D soumis à un mouvement sismique. Cette approche a été appliquée avec succès aux cas de liquéfaction observés dans la ville d'Urayasu au Japon, durant le séisme de Tohoku en 2011. Nous en avons tiré les conclusions suivantes :

- Outre l'effet classiquement retenu de dégradation du module de sol lié à la déformation de cisaillement, il est nécessaire de tenir compte d'un effet de dégradation supplémentaire dû à l'augmentation de la pression interstitielle.
- Dans le cas de la ville d'Urayasu, une étude paramétrique a montré que la meilleure correction du module de cisaillement est obtenue en retenant une valeur efficace de la pression interstitielle égale aux $2/3$ de la valeur maximale de la pression interstitielle atteinte à la fin du calcul transitoire. Avec cette valeur, l'approche X-ELM permet d'interpréter correctement les huit observations de liquéfaction et les quatre observations de non-liquéfaction dont nous disposons pour le séisme de Tohoku (2011).
- L'approche X-ELM est capable d'estimer les tassements induits par le séisme pour les emplacements non liquéfiés : les tassements calculés dans les 4 profils de sol non liquéfiés d'Urayasu montrent un bon accord avec les observations in-situ. Toutefois, dans les zones liquéfiées, les tassements calculés sous-estiment le tassement réel mesuré du sol. La valeur calculée représente le tassement induits uniquement par les déformations volumiques après dissipation de la pression et non pas par le comportement du sol liquéfié.

Prédicteur de montée de pression interstitielle

Nous avons également proposé un outil de prédiction de la montée de pression interstitielle sans passer par l'exécution de calculs transitoires. En effet, l'outil proposé permet d'estimer le taux de pression interstitielle à partir des propriétés de base du sol, des résultats du SPT et des principales caractéristiques du mouvement telles que la durée de phase forte et le spectre de réponse.

Dans cette approche, le mouvement d'entrée est considéré comme un échantillon d'un processus aléatoire gaussien à large bande et la réponse dynamique en distorsion comme un échantillon d'un processus aléatoire à bande étroite. Ce dernier concept permet d'obtenir des informations sur le nombre de cycles et la distribution des pics de cisaillement dont les amplitudes des cycles sont réparties selon une distribution de Rayleigh.

En outre, nous avons mené une étude statistique couvrant 800 réalisations dans le but de construire une courbe unique qui fournit la déformation volumique accumulée pour n'importe quel chargement sismique et type de sol. Ce prédicteur a été également appliqué au séisme survenu en 2011 à Urayasu. Il fournit des résultats semblables à ceux de l'approche X-ELM et en bon accord avec les observations réalisées sur place.

Ce prédicteur présente l'avantage, non seulement de permettre une comparaison ou une classification de la nocivité de divers accélérogrammes, mais aussi de donner une estimation

rapide du taux de montée de pression interstitielle et un ordre de grandeur des tassements si l'on connaît les caractéristiques du sol.

Modèle linéaire équivalent 2D

Le dernier apport de ce travail de thèse est un calcul linéaire équivalent pour des situations 2D combiné avec le prédicteur. Ce calcul prend en compte la géométrie 2D des structures et, en utilisant le prédicteur à chaque itération, estime le taux de montée de pression interstitielle et son influence sur la réponse dynamique. Le modèle a été utilisé pour étudier la réponse du barrage d'Aratozawa (Japon) durant le séisme d'Iwate-Miyagi de 2008. Les résultats démontrent que la méthode est capable de restituer la montée de pression interstitielle de façon satisfaisante, mais ne reproduit pas le phénomène d'atténuation du signal à travers le barrage et sous-estime les tassements.

Perspectives

Ce travail de recherche a permis d'élaborer une méthode d'évaluation du risque de liquéfaction d'un profil de sol facilement utilisable par les ingénieurs. Un point clé est le coefficient χ qui établit la valeur efficace de montée de pression interstitielle. Dans le cas de la ville d'Urayasu qui nous a servi de référence, l'ensemble des observations peuvent être expliquées par une valeur unique, $\chi = 2/3$, applicable à tous les profils. Ceci constitue déjà un résultat très satisfaisant ; il reste cependant que la valeur de ce coefficient nécessite d'être consolidée par l'étude d'autres cas de liquéfaction ou de non-liquéfaction suffisamment bien documentés, in situ ou en laboratoire (profils géotechniques, enregistrements de montée de pression interstitielle et accélérogrammes à différentes profondeurs, tassements ...).

Dans son état actuel, la méthode peut être utilisée pour effectuer des études de sensibilité, par exemple pour évaluer l'efficacité de certaines solutions de traitement et d'amélioration des sols in situ.

Des améliorations de la méthode sont possibles, par exemple dans la simulation des cycles de déformation ; cependant dans un contexte d'ingénierie visant à prévenir le risque de liquéfaction ou à évaluer un tassement potentiel, une cause majeure d'incertitude est la grande variabilité du mouvement sismique pour des conditions macrosismiques données. Il serait donc souhaitable d'étudier le risque de liquéfaction et de tassement avec l'incertitude de leurs occurrences respectives en retenant comme données d'entrée les couples magnitude-distance des séismes attendus plutôt qu'en passant par l'intermédiaire d'un spectre de réponse. Il serait alors envisageable de produire des abaques de risque basés sur des analyses probabilistes.

Concernant les modèles 2D de barrages, un important travail de développement reste à effectuer. Il est important de noter que le cas test du barrage d'Aratozawa est un cas particulier

qui mériterait des études plus approfondies. La méthode proposée pourrait dans un premier temps être appliquée sur un cas test plus contrôlé (e.g projet VELACS), dont on connaîtrait l'histoire des matériaux et présentant une réponse moins compliquée que celle d'Aratozawa. Cela est également envisageable à partir des résultats expérimentaux issus des projets tel que ANR Isolate et LEAP (Liquefaction Experiments Analysis Project).

Bibliographie

- [1] Andrade, J. E., Ramos, A. M., and Lizcano, A. (2013). Criterion for flow liquefaction instability. *Acta Geotechnica*, 8(5) :525–535.
- [2] Andrianopoulos, K. I., Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D., and Karamitros, D. K. (2014). Insight into the seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient estimation. *Computers and Geotechnics*, 55 :195–210.
- [3] Aubry, D., Hujeux, J., Lassoudiere, F., and Meimon, Y. (1982). A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour. In *Proceedings of the Int. Symp. Num. Mod. Geomech*, pages 3–13.
- [4] Bardet, J., Ichii, K., and Lin, C. (2000). *EERA : a computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits*. University of Southern California, Department of Civil Engineering.
- [5] Bazant, Z. P. and Krizek, R. J. (1976). Endochronic constitutive law for liquefaction of sand. Technical report, Northwestern univ Evanston ill technological inst.
- [6] Beroya, M., Aydin, A., Tiglao, R., and Lasala, M. (2009). Use of microtremor in liquefaction hazard mapping. *Engineering Geology*, 107(3-4) :140–153.
- [7] Betbeder-Matibet, J. (2003). *Génie parasismique*. Hermès science publications.
- [8] Bhatia, S. K. (1982). *The verification of relationships for effective stress method to evaluate liquefaction potential of saturated sands*. PhD thesis, University of British Columbia.
- [9] Bhattacharya, S., Hyodo, M., Goda, K., Tazoh, T., and Taylor, C. (2011). Liquefaction of soil in the tokyo bay area from the 2011 tohoku (japan) earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(11) :1618–1628.
- [10] Biot, M. A. (1956). Theory of propagation of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. ii. higher frequency range. *The Journal of the acoustical Society of america*, 28(2) :179–191.
- [11] Borja, R. I. (2006). Condition for liquefaction instability in fluid-saturated granular soils. *Acta Geotechnica*, 1(4) :211.
- [12] Borja, R. I., Lin, C.-H., Sama, K. M., and Masada, G. M. (2000). Modelling non-linear ground response of non-liquefiable soils. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 29(1) :63–83.

- [13] Byrne, P. M. (1991). A cyclic shear-volume coupling and pore pressure model for sand. *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- [14] Cambou, B. (1987). A constitutive model for granular materials based on two plasticity mechanisms. In *Proc. Int. Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-cohesive Soils, 1987*. Balkema Publ.
- [15] Canou, J., Benahmed, N., Dupla, J.-C., and De Gennaro, V. (2002). Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. *Revue française de géotechnique*, (98) :29–46.
- [16] Casagrande, A. (1976). Liquefaction and cyclic deformation of sands-a critical review. *Harvard Soil Mechanics Series, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.*, (88).
- [17] Castro, G. and Poulos, S. J. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103(6) :501–516.
- [18] Chiba, p. (2018). Chiba geo-environmental data bank. <http://map.pref.chiba.lg.jp/pref-chiba/Map?mid=6300&mpx=139.9591035471852&mpy=35.636947466210174&bsw=1366&bsh=774>.
- [19] Clough, R. W. and Chopra, A. K. (1966). Earthquake stress analysis in earth dams. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 92(2) :197–212.
- [20] Clough, R. W., Penzien, J., and Griffin, D. (1977). Dynamics of structures. *Journal of Applied Mechanics*, 44 :366.
- [21] Cuellar, V., Bazant, Z. P., et al. (1977). Densification and hysteresis of sand under cyclic shear.
- [22] Der Kiureghian, A. (1979). *On response of structures to stationary excitation*. University of California, Earthquake Engineering Research Center.
- [23] Devesa, G. (2010). Opérateur *rest_spec_temp*. *Document de référence, Code_Aster*, U4.63.34.
- [24] Devesa, G. (2017). Éléments de frontière absorbante. *Document de référence, Code_Aster*, R4.02.05.
- [25] Devesa, G. (2018a). Commande *defi_sol_equi*. *Document de référence, Code_Aster*, U4.84.31.
- [26] Devesa, G. (2018b). Méthode linéaire équivalent pour la propagation des ondes en 1d. *Document de référence, Code_Aster*, R4.05.06.
- [27] Dobry, R. (1985). Liquefaction of soils during earthquakes, national research council (nrc), committee on earthquake engineering. Technical report, Report No. CETS-EE-001. Washington, DC, USA : National Academy Press.
- [28] Dobry, R., Ladd, R., Yokel, F. Y., Chung, R. M., and Powell, D. (1982). *Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method*, volume 138. National Bureau of Standards Gaithersburg, MD.

- [29] Dobry, R., Powell, D., Yokel, F., and Ladd, R. (1980). Liquefaction potential of saturated sand-the stiffness method. In *Proceedings of 7th World Conference on Earthquake Engineering*. New York : American Society of Civil Engineers, pages 25–32.
- [30] Drnevich, V. P. and Richart, F. (1970). Dynamic prestraining of dry sand. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 96 :453–469.
- [31] Electricité de France, E. (1989–2018). Finite element *code – aster*, analysis of structures and thermomechanics for studies and research. Open source on www.code-aster.org.
- [32] Elgamal, A., Parra, E., Yang, Z., and Adalier, K. (2002). Numerical analysis of embankment foundation liquefaction countermeasures. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(04) :447–471.
- [33] Foucault, A. (2010). *Modélisation du comportement cyclique des ouvrages en terre intégrant des techniques de régularisation*. PhD thesis, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris.
- [34] Gazetas, G. (1987). Seismic response of earth dams : some recent developments. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 6(1) :2–47.
- [35] Ghaboussi, J. (1982). Modelling and analysis of cyclic behaviour of sand. *Soil mechanics-transient and cyclic loads*, - :313–342.
- [36] GUZMAN, A. A., Chameau, J., Leonards, G., and Frost, J. (1989). Shear modulus and cyclic undrained behavior of sands. *Soils and Foundations*, 29(4) :105–119.
- [37] Habib, P. and Luong, M. (1978). Sols pulvérulents sous chargement cycliques. *Séminaire Matériaux et Structures Sous Chargement Cycliques*, - :28–29.
- [38] Han, B., Zdravkovic, L., Kontoe, S., and Taborda, D. M. (2016). Numerical investigation of the response of the yele rockfill dam during the 2008 wenchuan earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88 :124–142.
- [39] Hardin, B. O. and Black, W. L. (1966). Sand stiffness under various triaxial stresses. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 92(ASCE# 4712 Proceeding) :27–42.
- [40] Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. (1972). Shear modulus and damping in soils : measurement and parameter effects. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 98(sm6).
- [41] Hayes, G. P., Earle, P. S., Benz, H. M., Wald, D. J., and Briggs, R. W. (2011). 88 hours : The us geological survey national earthquake information center response to the 11 march 2011 mw 9.0 tohoku earthquake. *Seismological Research Letters*, 82(4) :481–493.
- [42] Hazen, A. (1920). Hydraulic-fill dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 83(1) :1713–1745.
- [43] Hudson, M., Idriss, I., and Beikae, M. (1994). *QUAD4M : a computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and incorporating a compliant base*. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.

-
- [44] Hujeux, J. (1985). Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. *Génie parasismique*, - :287–302.
 - [45] Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. (1990). Strain space plasticity model for cyclic mobility. *Report of the Port and harbour Research Institute*, 29(4).
 - [46] Idriss, I. and Seed, H. (1967). Response of horizontal soil layers during earthquakes. *University of California, Berkeley, Berkeley, CA*.
 - [47] Idriss, I. M. and Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.
 - [48] Ikeda, T., Konagai, K., and Katagiri, T. (2012). Seismic behavior of the tokyo bay area during the 2011 off the pacific coast of tohoku earthquake using downhole array records. *Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. A1 (Structural Engineering & Earthquake Engineering (SE/EE))*, 68.
 - [49] Ishihara, K. (1980). One-dimensional soil response analysis during earthquakes based on effective stress method. *J. of the Faculty of Engineering*, (4) :655–700.
 - [50] Ishihara, K. (1982). Evaluation of soil properties for use in earthquake response analysis. In *Proc. Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, pages 237–259.
 - [51] Ishihara, K. (1984). Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of pond deposit. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 13.
 - [52] Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *Proc. of 11th ICSMFE, 1985*, 1 :321–376.
 - [53] Ishihara, K., Araki, K., and Bradley, B. (2011). Characteristics of liquefaction-induced damage in the 2011 great east japan earthquake, geotec hanoi. *October, ISBN*, - :978–604.
 - [54] Ishihara, K., Tsutsumi, F., and Yasuda, S. (1975). Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses. *Soils and foundations*, 15(1) :29–44.
 - [55] Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and foundations*, 32(1) :173–188.
 - [56] Japanese Geotechnical Society (JGS), J. (2010). Disaster investigation report of 2008 iwate–miyagi earthquake. Technical report. (en japonais).
 - [57] Javelaud, E. (2016). Mise en Œuvre de l’approche graduee dans les etudes de liquefaction. In *Proceedings des 9ièmes Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l’Ingénieur*.
 - [58] Joint Reconnaissance committee (JRC), J. (2009). Reconnaissance report on the iwate–miyagi earthquake disaster in 2008. Technical report. (en japonais).
 - [59] Katsumata, K. and Tokimatsu, K. (2012). Relationship between seismic characteristics and soil liquefaction of urayasu city induced by the 2011 great east japan earthquake. In *Proc., 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering/4th Asia Conference on Earthquake Engineering*, pages 6–8.

- [60] Kayen, R., Cox, B., Johansson, J., Steele, C., Somerville, P., Kongai, K., Zhao, Y., and Tanaka, H. (2008). Geoengineering and seismological aspects of the iwate miyagi-nairiku, japan earthquake of june 14, 2008. *GEER Web Report, online report*.
- [61] Kazama, M., Kataoka, S., and Uzuoka, R. (2012). Volcanic mountain area disaster caused by the iwate-miyagi nairiku earthquake of 2008, japan. *Soils and Foundations*, 52(1) :168–184.
- [62] Kerciku, A., Bhattacharya, S., Lubkowski, Z., and Burd, H. (2008). Failure of showa bridge during the 1964 niigata earthquake : Lateral spreading or buckling instability ? In *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- [63] Kontoe, S., Pelecanos, L., and Potts, D. (2013). An important pitfall of pseudo-static finite element analysis. *Computers and Geotechnics*, 48 :41–50.
- [64] Kontoe, S., Zdravkovic, L., and Potts, D. M. (2008). An assessment of time integration schemes for dynamic geotechnical problems. *Computers and geotechnics*, 35(2) :253–264.
- [65] Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering prentice hall. *Upper Saddle River, NJ*.
- [66] Liao, S. S., Veneziano, D., and Whitman, R. V. (1988). Regression models for evaluating liquefaction probability. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(4) :389–411.
- [67] Lopez-Caballero, F. (2003). *Influence du comportement non linéaire du sol sur les mouvements sismiques induits dans des géo-structures*. PhD thesis, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris.
- [68] Lopez-Caballero, F. and Modaressi-Farahmand-Razavi, A. (2013). Numerical simulation of mitigation of liquefaction seismic risk by preloading and its effects on the performance of structures. *Soil dynamics and Earthquake engineering*, 49 :27–38.
- [69] Luong, M. P. (1980). Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. *Revue française de géotechnique*, (10) :39–53.
- [70] Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C., and Seed, H. B. (1975). Flush-a computer program for approximate 3-d analysis of soil-structure interaction problems. Technical report, California Univ.
- [71] Martin, G. R., Finn, W. L., and Seed, H. B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 101(ASCE# 11231 Proceeding) :423–438.
- [72] Modaressi, H. (1987). *Modélisation numérique de la propagation des ondes dans les milieux poreux anélastiques*. PhD thesis, Châtenay-Malabry, Ecole centrale de Paris.
- [73] Modaressi, H. and Benzenati, I. (1994). Paraxial approximation for poroelastic media. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13(2) :117–129.
- [74] Mohri, Y., Masukawa, S., Hori, T., and Ariyoshi, M. (2014). Damage to agricultural facilities. *Soils and Foundations*, 54(4) :588–607.

-
- [75] Mononobe, N., Takata, A., and Matumura, M. (1936). Seismic stability of the earth dam. In *Proc. 2nd Congress on Large Dams*, volume 4.
 - [76] Nemat-Nasser, S. (1977). Geothermal energy-heat extraction from hot dry rock masses. In *American Society of Mechanical Engineers, Energy Technology Conference and Exhibition, Houston, Tex., Sept. 18-22, 1977, ASME, Transactions, Series J-Journal of Pressure Vessel Technology*, vol. 99, Nov. 1977, p. 612, 613, volume 99, page 612.
 - [77] Newmark, N. M. (1965). Effects of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*, 15(2) :139–160.
 - [78] Noda, T., Kazma, M., and Asaoka, A. (2017). New developments related to clarification of the mechanisms of ground deformation caused by earthquakes-in the wake of the great east japan earthquake-. *Journal of JSCE*, 5(1) :133–144.
 - [79] Ohmachi, T. and Tahara, T. (2011). Nonlinear earthquake response characteristics of a central clay core rockfill dam. *Soils and foundations*, 51(2) :227–238.
 - [80] Oztoprak, S. and Bolton, M. (2013). Stiffness of sands through a laboratory test database. *Géotechnique*, 63(1) :54.
 - [81] Pecker, A. (1984). livre de dynamique des sols. *Presse de l'école nationale des Ponts et Chaussées*.
 - [82] Pecker, A., Prevost, J., and Dormieux, L. (2001). Analysis of pore pressure generation and dissipation in cohesionless materials during seismic loading. *Journal of earthquake engineering*, 5(04) :441–464.
 - [83] Preumont, A. (1990). *Vibrations aléatoires et analyse spectrale*. PPUR presses polytechniques.
 - [84] Prevost, J. H., Abdel-Ghaffar, A. M., and Lacy, S. J. (1985). Nonlinear dynamic analyses of an earth dam. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(7) :882–897.
 - [85] Pyke, R. (2004). Evolution of soil models since the 1970s. In *In International Workshop on the Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Imp act on Modeling Dynamic Soil Response*.
 - [86] Rapti, I. (2016). *Numerical modeling of liquefaction-induced failure of geostructures subjected to earthquakes*. PhD thesis, Université Paris-Saclay-CentraleSupélec.
 - [87] Santisi d'Avila, M. P., Pham, V. A., Lenti, L., and Semblat, J.-F. (2018). Extended iwan-iai (3dxii) constitutive model for 1-directional 3-component seismic waves in liquefiable soils : applicationto the kushiro site (japan). *Geophysical Journal International*, 215(1) :252–266.
 - [88] Sawicki, A. and Mierczyński, J. (2014). Basic set of experiments for determination of mechanical properties of sand. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences : Technical Sciences*, 62(1) :129–137.
 - [89] Sawicki, A., Mierczyński, J., and Sławińska, J. (2015). Compaction/liquefaction properties of some model sands. *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 62(3-4) :121–133.

- [90] Sawicki, A. and Swidzinski, W. (1987). Compaction curve as one of basic characteristics of granular soils. In *4th colloque Franco-Polonais de mecanique des sols appliquee*, volume 1, pages 103–115. Grenoble.
- [91] Sawicki, A. and Swidzinski, W. (1989). Mechanics of a sandy subsoil subjected to cyclic loadings. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 13(5) :511–529.
- [92] Sawicki, A. and Swidzinski, W. (2006). A study on liquefaction susceptibility of some soils from the coast of marmara sea. *TECHNICAL SCIENCES*, 54(4).
- [93] Sawicki, A. and Swidzinski, W. (2007). Simple mathematical model for assessment of seismic-induced liquefaction of soils. *Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering*, 133(1) :50–54.
- [94] Schittkowski, K. (2002). Easy-fit : a software system for data fitting in dynamical systems. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 23(2) :153–169.
- [95] Schnabel, P. B. (1972). Shake : a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites. *EERC Report, Univ. of California, Berkeley*, (72-12).
- [96] Seed, H. B. (1975). *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses*.
- [97] Seed, H. B. and Idriss, I. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis. *EERC*.
- [98] Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 97 :1249–1273.
- [99] Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I., and Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11) :1016–1032.
- [100] Seed, H.B, I. I. M. F. and Banerjee, N. (1975). Representation of irregular stress times histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses. *Report No. EERC 75-29*.
- [101] Semblat, J. and Pecker, A. (2009). Waves and vibrations in soils : Earthquakes, traffic, shocks, construction works. *IUSS Press*.
- [102] Silver, M. L. and Seed, H. B. (1971). Deformation characteristics of sands under cyclic loading. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 97 :1081–1098.
- [103] Sladen, J., D'hollander, R., and Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4) :564–578.
- [104] Tajimi, H. (1960). A statistical method of determing the maximum response of a building structure during an earthquake. In *Proc. 2nd World Conf. Earthq. Eng.*, pages 781–797.
- [105] Tatsuoka, F. and Ishihara, K. (1974). Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction. *Soils and foundations*, 14(3) :51–65.

- [106] Tatsuoka, F. and Shibuya, S. (1992). Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. *Report from the University of Tokyo Production Technology Laboratory (in japanese)*, 37(1) :1–136.
- [107] Tokimatsu, K. and Katsumata, K. (2012). Liquefaction-induced damage to buildings in urayasu city during the 2011 tohoku pacific earthquake. In *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, pages 665–674.
- [108] Tokimatsu, K. and Seed, H. B. (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(8) :861–878.
- [109] Tokimatsu, K., Suzuki, H., Katsumata, K., and Tamura, S. (2013). Geotechnical problems in the 2011 tohoku pacific earthquakes. *International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*. 2.
- [110] Towhata, I. and Ishihara, K. (1985). Shear work and pore water pressure in undrained shear. *Soils and foundations*, 25(3) :73–84.
- [111] Trifunac, M. D. and Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3) :581–626.
- [112] Vandeputte, D. and Devesa, G. (2014). Réponse sismique d’une colonne de sol avec code_aster méthode linéaire équivalente. <http://www.code-aster.org/V2/UPLOAD/DOC/Presentation/10-vandeputte-expose.pdf>. [CEIDRE TEGG – Présentation à la journée utilisateur Code_Aster 18 Mars 2014.].
- [113] Vasquez-Herrera, A., Dobry, R., and Ng, T.-T. (1988). Pore pressure buildup and liquefaction failure of anisotropically consolidated sand due to cyclic straining. In *Hydraulic Fill Structures*, volume -, pages 346–366. ASCE.
- [114] Vincens, E. (1999). *Estimation des tassements des sols sous séismes*. PhD thesis, Ecully, Ecole centrale de Lyon.
- [115] Vincens, E., Labbe, P., and Cambou, B. (2003). Simplified estimation of seismically induced settlements. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 27(8) :669–683.
- [116] Voldoire, F. (2017). Réponse sismique par analyse transitoire. *Document de référence, Code_Aster*, R4.05.01.
- [117] Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of geotechnical engineering*, 117(1) :89–107.
- [118] Wu, G. (1996). Volume change and residual pore water pressure of saturated granular soils to blast loads. *Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada, Ottawa*, 15.
- [119] Wu, G. (2001). Earthquake-induced deformation analyses of the upper san fernando dam under the 1971 san fernando earthquake. *Canadian geotechnical journal*, 38(1) :1–15.

- [120] Yang, Z., Elgamal, A., and Parra, E. (2003). Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(12) :1119–1127.
- [121] Yasuda, N., Kondo, M., Sano, T., Yoshioka, H., Yamaguchi, Y., Sasaki, T., and Tomita, N. (2005). Effect of the mid niigata prefecture earthquake in 2004 on dams. In *37th Joint Meeting of the Panel on Wind and Seismic Effects, US Japan Natural Resources Development Program, Technical Report*, volume -, pages 1–16.
- [122] Yasuda, N. and Matsumoto, N. (1994). Comparisons of deformation characteristics of rockfill materials using monotonic and cyclic loading laboratory tests and in situ tests. *Canadian geotechnical journal*, 31(2) :162–174.
- [123] Yasuda, S., Harada, K., Ishikawa, K., and Kanemaru, Y. (2012). Characteristics of liquefaction in tokyo bay area by the 2011 great east japan earthquake. *Soils and Foundations*, 52(5) :793–810.
- [124] Yoshida, N. (1998). Nonlinear site response and its evaluation and prediction. In *Proc. 2nd Int. Symp. on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion, 1998*, volume 1, pages 71–90. Balkema.
- [125] Youd, T. L. and Idriss, I. M. (2001). Liquefaction resistance of soils : summary report from the 1996 nceer and 1998 nceer/nsf workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(4) :297–313.

Annexe A

Étude bibliographique et vérification

A.1 Calage des paramètres du modèle de Sawicki

Les paramètres définissant le modèle de Sawicki, à savoir C_1^s , C_2^s sont déterminés expérimentalement à partir d'essais simples de cisaillement cyclique pour les sols en question.

De vastes études de laboratoire effectuées par Sawicki *et al.* [93] sur divers sols granulaires ont montré que les valeurs de C_1^s varient de 3.33 à 16.6667 selon le type de sol et sa densité relative initiale. Le coefficient c_2^s varie de 0,048 à 0,78.

Nous présentons dans le tableau A.1.1, les valeurs des paramètres du modèle de Sawicki, trouvés par des essais de cisaillement simple cyclique, effectués au sein de l'institut d'hydro-ingénierie (*Institute of Hydro engineering IBW, PAN, 80-953 Gdansk-Oliwa, Poland*). Les valeurs de ces paramètres changent selon le type de sol et sa densité relative. Les valeurs de C_1^s et C_2^s sont données pour un Φ (10^{-3}) et Z (10^{-6}) dans l'équation (2.4).

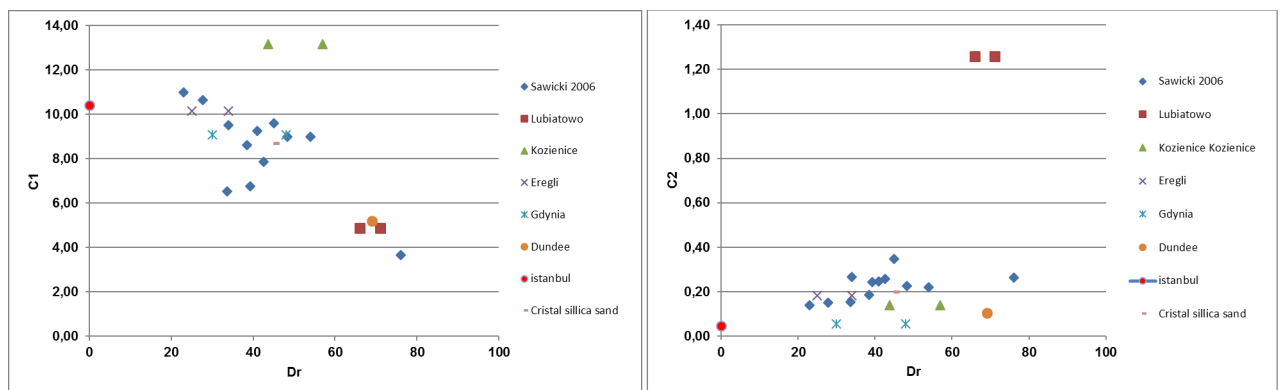
En se référant aux données du tableau A.1.1, nous avons mené une étude de sensibilité des paramètres. La figure A.1 présente toutes les valeurs de C_1^s et C_2^s en fonction de la densité. La figure A.2 montre deux corrélations entre la variation des paramètres et la densité relative. Les corrélations sont faibles et on remarque deux points anormaux dans la graphe $C_1^s = f(D_r)$, sont ceux du sable Kozienice qu'on ne connaît pas la granulométrie.

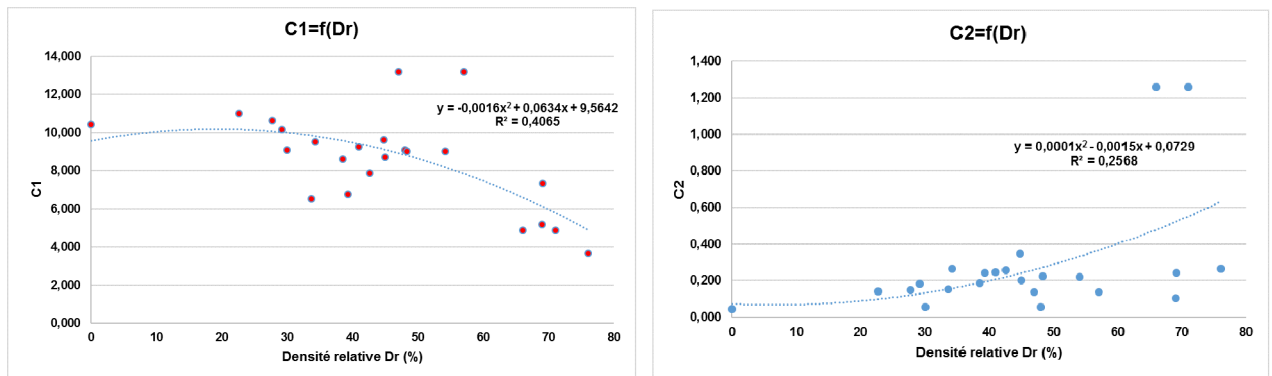
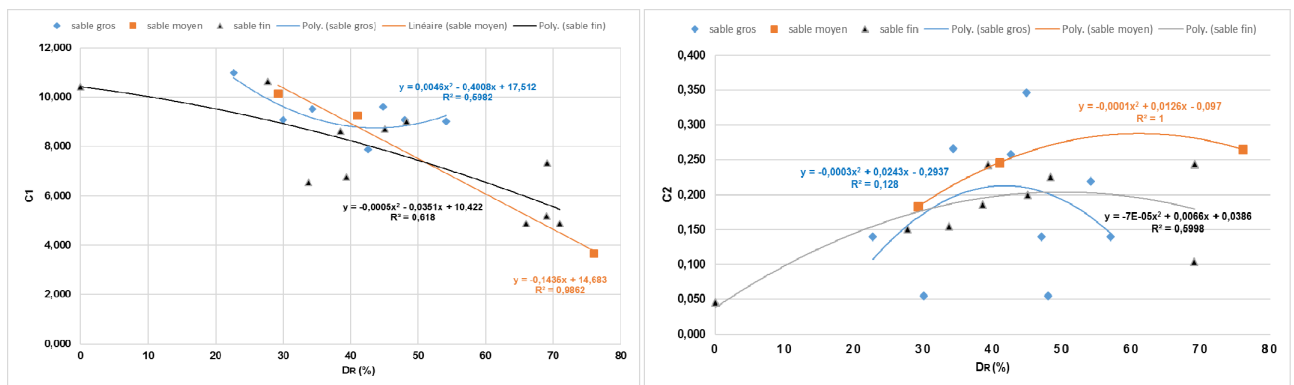
Pour mieux comprendre ces corrélations, nous nous référons aux caractéristiques granulométriques des sables représentés dans le tableau A.1.1 pour répartir les sables en trois catégories : sable gros, sable moyen, sable fin. Cette répartition nous permet d'avoir des corrélations meilleures par groupe de sable, comme le montrent les graphes de la figure A.3.

TABLEAU A.1.1 Paramètres du modèle de Sawicki se trouvant dans la littérature.

Type de sol*	D_r (%)	C_1^s	C_2^s	d_{10}	d_{60}	Fins (%)
SW+G [92]	22.66	10.98	0.14	0.076	0.62	8
S-M [92]	27.73	10.64	0.15	0.04	0.11	> 10
Eregli sand [93]	29.2	10.15	0.183	—	—	8
Gdynia sand [88]	30	9.08	0.055	—	0.6	0
MS [92]	33.7	6.54	0.155	—	—	—
G-M(S-M) [92]	34.3	9.52	0.266	0.038	1.75	> 15
SM [92]	38.53	8.62	0.186	0.006	0.135	> 15
M [92]	39.33	6.76	0.243	—	0.04	—
Dundee sand [89]	40	10.42	0.046	0.095	0.15	—
G-M(S-M) [92]	41	9.26	0.246	0.02	0.4	> 10
S-M+G [92]	42.59	7.87	0.258	0.047	0.8	15
S-M+G [92]	44.79	9.57	0.346	0.05	0.8	10
Crystal silica Sand [90]	45	8.7	0.2	—	—	—
Gdynia sand [88]	48	9.08	0.055	—	0.6	0
SM [92]	48.3	9.01	0.0.225	0.006	0.135	> 15
Kozienice Sand[90]	50.65	13.18	0.14	—	—	—
S-M+G [92]	54.14	9.009	0.219	0.047	1.15	10
Istanbul Sand[89]	59	5.19	0.104	0.09	0.137	1
S-M [92]	76	3.66	0.265	0.064	0.32	7

* Les types de sol issues de [92] sont nommés selon la norme BS5930

FIGURE A.1 Variation des paramètres C_1^s et C_2^s en fonction de la densité relative

FIGURE A.2 Corrélations de C_1^s et C_2^s en fonction de la densité relativeFIGURE A.3 Les corrélations de C_1^s et C_2^s en fonction de la densité relative et par type de sable.

A.2 Vérification des facteurs de pic

Dans le chapitre 4, une étude statistique a été menée pour construire la courbe unique de prédicteur. Nous disposons de 800 échantillons de valeurs de pics de distorsion.

La Figure A.4 représentent les facteurs de pic calculés à partir des huit cents échantillons proposés et ceux calculés respectivement à partir des équations 4.9 et 4.10 de Der Kiureghian, (1979) [22].

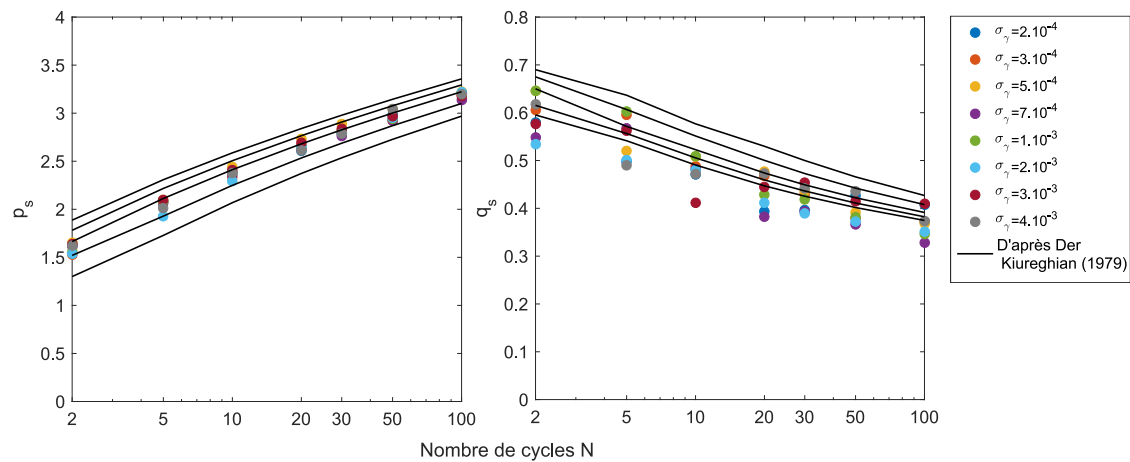


FIGURE A.4 Facteurs de pic p_s et q_s calculés à partir des échantillons (symboles) et ceux proposés par Der Kiureghian, (1979) [22] (ligne solide).

Nous remarquons que le facteur de pic p_s qui relie l'espérance mathématique de la réponse maximale $E(\gamma_{max})$ et l'écart-type du processus σ_γ sont en très bonne corrélation avec les courbes de Der Kiureghian [22]. Quant à l'écart type lié à cette réponse maximale $\sigma_{\gamma_{max}}$, nous obtenons une corrélation moins satisfaisante avec les valeurs de Der Kiureghian, (1979) [22].

Annexe B

Application des approches X-ELM et prédicteur à la ville d'Urayasu durant le séisme de Tohoku en 2011 (suite des résultats)

Dans le cadre de l'étude de la réponse sismique du séisme de Tohoku 2011 à Urayasu, nous avons considéré 12 colonnes de sol. Les résultats de trois profils de col (un profil non liquéfié et deux profils liquéfiés) sont présentés dans le chapitre. Dans cette section, nous présentons les résultats des autres neuf profils. Les résultats de l'approche X-ELM et du prédicteur seront présentés ensemble dans cette section.

B.1 Profils non liquéfiés

Quatre emplacements parmi les profils étudiés ont été identifiés comme zones non liquéfiées : Nekozane 2 ($ID_g = 12967$), Kairaku 2 ($ID_g = 13143$), Kitazakae 1-3 ($ID_g = 24405$) et Fujimi 3 ($ID_g = 22344$).

B.1.1 Kairaku 2

Le tableau B.1.1 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du profil. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 13143. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

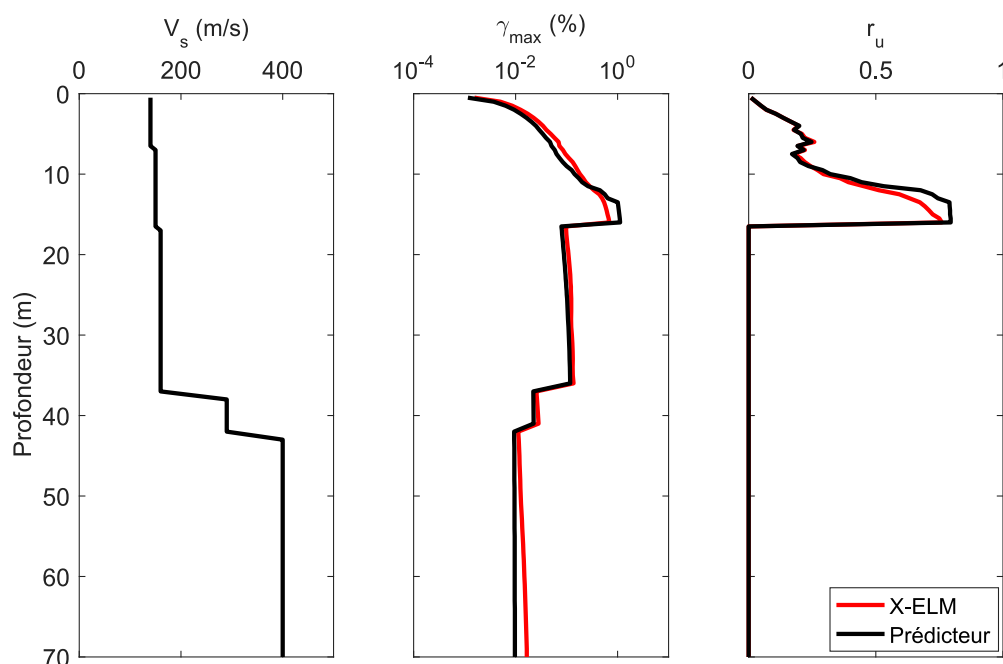


FIGURE B.1 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Kairaku 2.

TABEAU B.1.1 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol non liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Kairaku 2.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
1	1	Remblai (F)	1750	140	1	Type 1
6	5	Limon (Asc)	1800	140	15	Type 1
16	10	Sable (As)	1750	150	14	Type 2
36	10	Argile (Ac)	1670	160	3	Type 4
41	5	Limon (Asc)	1800	290	30	Type 8
70	29	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Profils de distorsions et de taux de montée de pression interstitielle

La figure B.1 représente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Comme le montre la figure B.1 (droite), les deux courbes ont les mêmes formes avec une légère différence en

amplitude : le taux de montée de pression interstitielle estimé par le prédicteur est légèrement supérieur (71%) à celui prédit par l'approche X-ELM (66%).

B.1.2 Kitazakae 1-3

Le tableau B.1.2 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du profil. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 24405. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

TABLEAU B.1.2 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol non liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Kitazakae 1-3.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m ³)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
2	2	Remblai (F)	1750	125	1	Type 1
9	7	Sable (As)	1750	140	12	Type 2
16.5	7.5	Argile (Ac)	1670	160	1	Type 4
17.5	1	Sable (As)	1800	230	8	Type 5
21.5	4	Limon (Asc)	1850	290	4	Type 8
70	48.5	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Profils de distorsions et de taux de montée de pression interstitielle

La figure B.2 représente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Comme le montre la figure B.2 (droite), les deux courbes ont les mêmes formes avec une légère différence en amplitude : le taux de montée de pression interstitielle estimé par X-ELM est supérieur (51%) à celui prédit par l'approche X-ELM (39%). Les deux approches estiment la non liquéfaction du profil.

B.1.3 Fujimi 3

Le tableau B.1.2 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du profil. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 22344. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

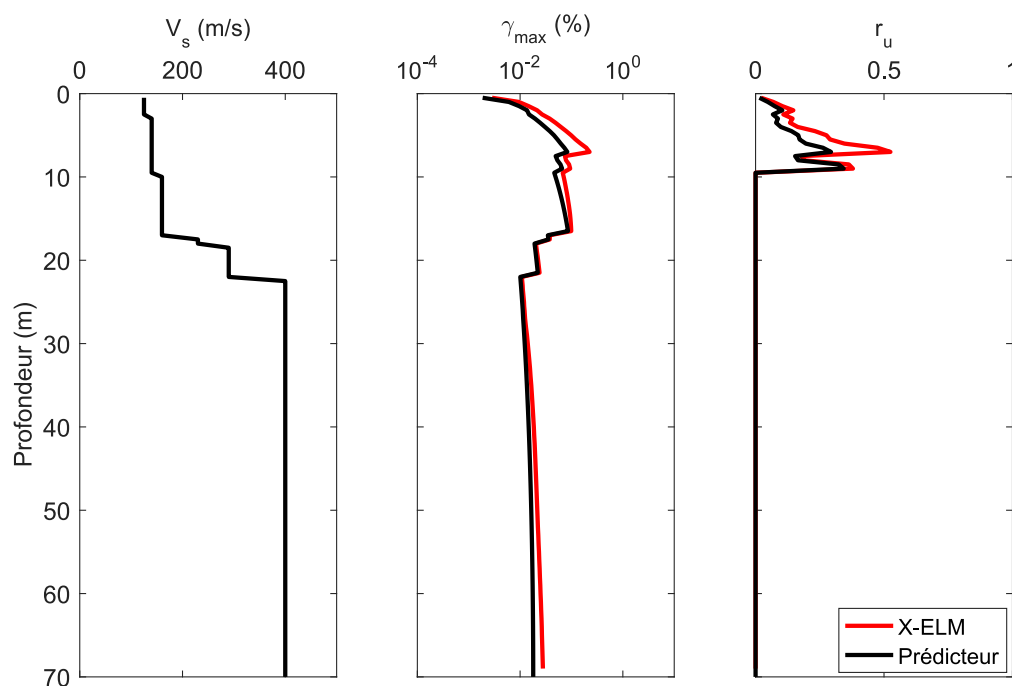


FIGURE B.2 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Kitazakae 1-3.

TABLEAU B.1.3 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol non liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Fujimi 3 .

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
2	2	Remblai (F)	1750	140	1	Type 1
3	1	Sable (As)	1750	140	0	Type 3
11	8	Sable (As)	1750	170	10	Type 2
20	9	Argile (Ac)	1600	160	1	Type 4
22	2	Limon (Asc)	1800	230	14	Type 8
29	7	Sable (As)	1850	290	17	Type 5
36	7	Limon (Asc)	1850	290	3	Type 8
52	16	Sable (As)	1900	290	35	Type 7
54	2	Limon (Asc)	1800	290	20	Type 8
59	5	Sable (As)	1800	290	50	Type 7
69	10	Limon (Asc)	1800	370	40	Type 8
70	1	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Profils de distorsions et de taux de montée de pression interstitielle

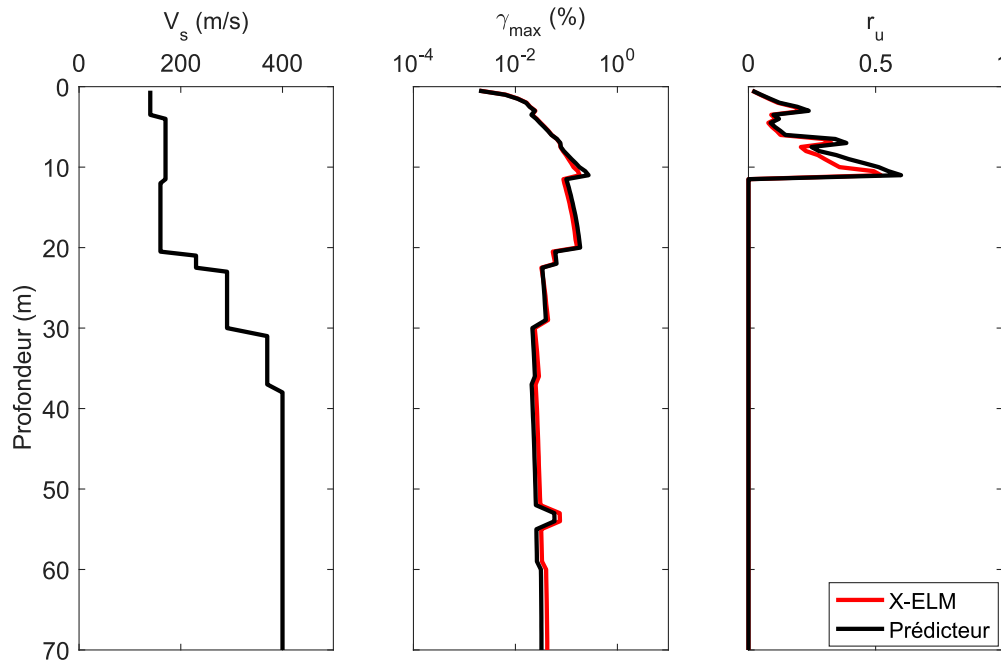


FIGURE B.3 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Fujumi 3.

La figure B.3 représente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Comme le montre la figure B.3 (droite), les deux courbes ont les mêmes formes avec une très légère différence en amplitude.

B.2 Profils liquéfiés

Huit emplacements parmi les profils étudiés ont été identifiés comme zones liquéfiées, où des cônes de liquéfaction, des tassements, des basculements de bâtiments ont été observés (Ishihara et al., (2011) [53] ; Tokimatsu et al., (2012) [107]) : Chidori ($ID_g = 25608$), Imagawa 1-2 ($ID_g = 05341$), Imagawa 2-2 ($ID_g = 25616$), Irifune 3 ($ID_g = 25614$), Irifune 6 ($ID_g = 25894$), Mihama 1 ($ID_g = 12961$), Takasu 4 ($ID_g = 25662$) et Takasu 9 ($ID_g = 25612$).

B.2.1 Imagawa 1-2

Le tableau B.2.1 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du sol à cet endroit. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 05341. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

TABLEAU B.2.1 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Imagawa 1-2.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m ³)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
3	3	Remblai (F)	1750	140	4	Type 1
8.8	5.8	Sable limoneux (F)	1600	100	8	Type 1
14.5	5.7	Sable (As)	1750	140	15	Type 2
15.9	1.4	Limon (Asc)	1750	140	2	Type 2
29.4	13.5	Argile (Ac)	1600	160	1	Type 4
36.2	6.8	Sable (As)	1800	170	7	Type 3
39	2.8	Sable (As)	1800	235	17	Type 5
70	40.6	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Profils de distorsions et de taux de montée de pression interstitielle

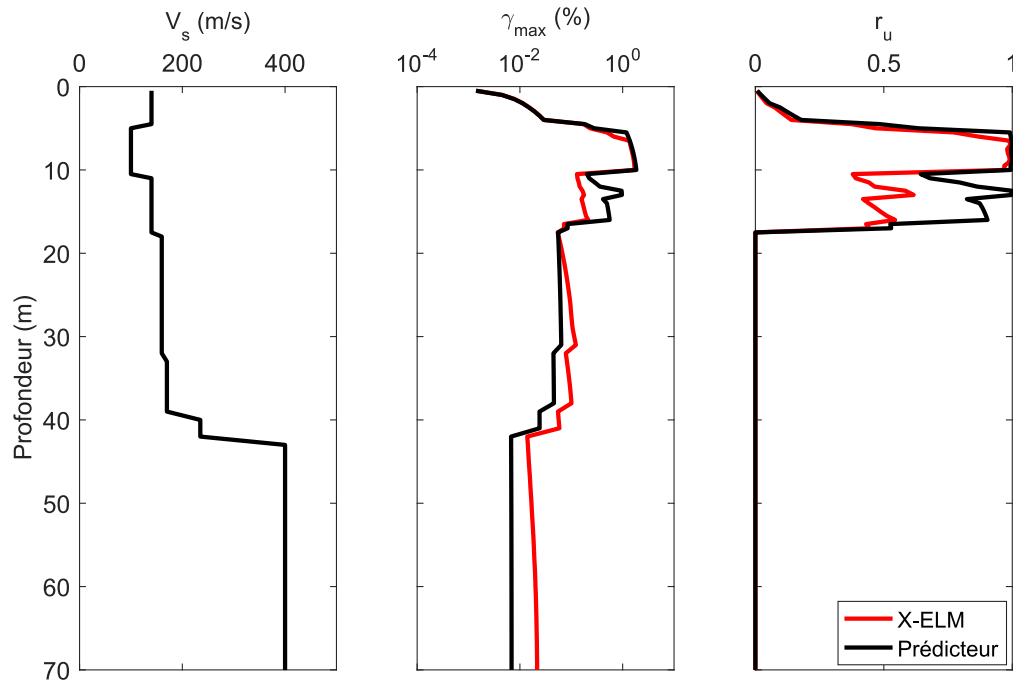


FIGURE B.4 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Imagawa 1-2.

La figure B.4 représente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Les deux approches estiment la liquéfaction ayant lieu dans la couche gagnée par remblaiement. Par contre, Comme le montre la figure B.4 (droite), le prédicteur estime aussi l'occurrence de la liquéfaction dans la couche de sable à 15 m.

B.2.2 Imagawa 2-2

Le tableau B.2.2 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du sol à cet endroit. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 25616. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

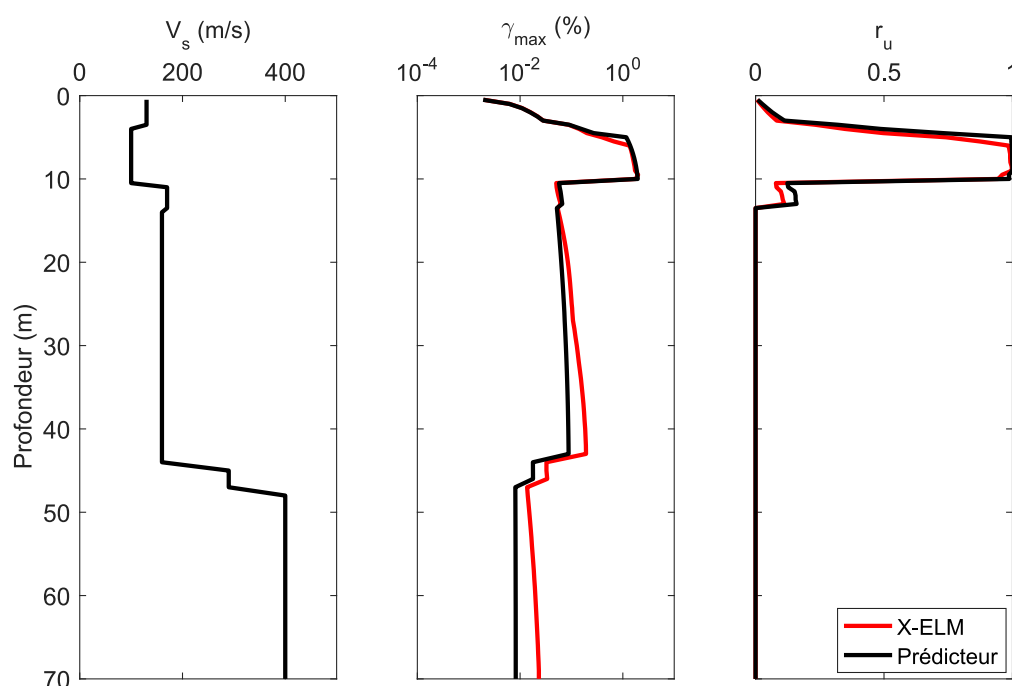


FIGURE B.5 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Imagawa 2-2.

TABLEAU B.2.2 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Imagawa 2-2.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
3	3	Remblai (F)	1600	130	3	Type 1
9	6	Sable limoneux (F)	1600	100	6	Type 1
12.5	3.5	Sable (As)	1800	170	19	Type 2
43	30.5	Argile (Ac)	1600	160	3	Type 4
46.1	3.1	Sable (As)	1800	290	25	Type 8
70	23.9	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Profils de distorsions et de taux de montée de pression interstitielle

La figure B.5 présente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Les deux approches estiment la liquéfaction ayant lieu dans la couche gagnée par remblaiement.

B.2.3 Irifune 3

Le tableau B.2.3 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du sol à cet endroit. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 25614. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

TABLEAU B.2.3 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Irifune 3.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m ³)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
1.3	1.3	Remblai (F)	1750	125	6	Type 1
5	3.7	Sable limoneux (F)	1600	100	4	Type 1
8.5	3.5	Sable (As)	1750	125	13	Type 2
12	3.5	Sable (As)	1750	170	24	Type 2
19	7	Limon (Asc)	1800	160	8	Type 3
39	20	Argile (Ac)	1600	160	1	Type 4
45	6	Limon (Asc)	1850	210	6	Type 8
48	3	Sable (As)	1850	290	40	Type 6
70	22	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Profils de distorsions et de taux de montée de pression interstitielle

La figure B.6 présente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) sous estime le résultat et conclue une non liquéfaction dans un endroit où la liquéfaction a été observée. Par contre, l'approche X-ELM conclue une liquéfaction dans la couche gagnée par remblaiement avec un taux de montée de pression interstitielle égal à 85%.

B.2.4 Irifune 6

Le tableau B.2.4 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du sol à cet endroit. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 25894. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

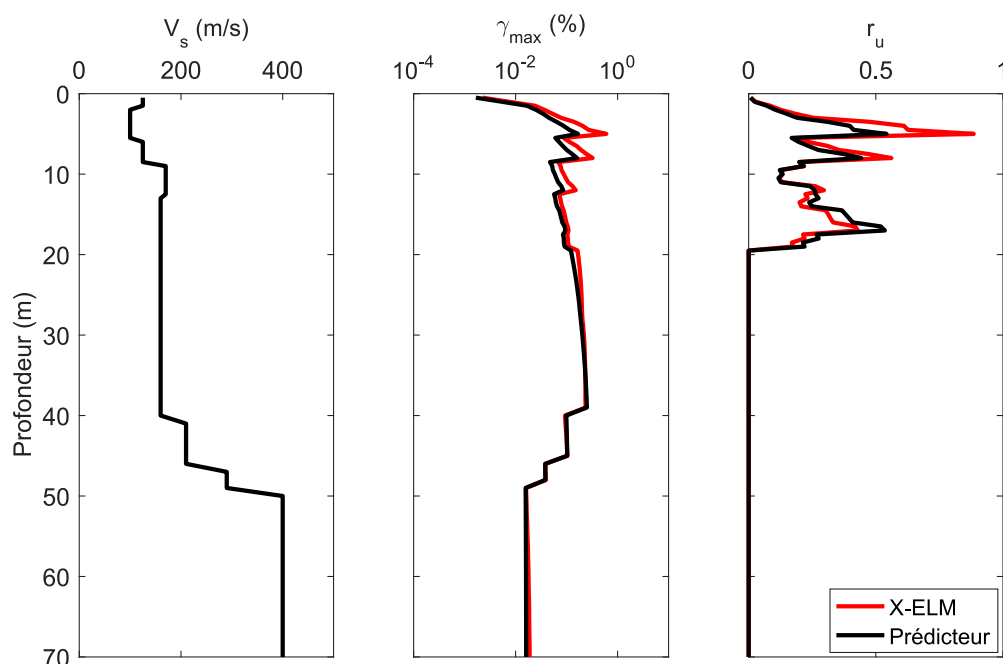


FIGURE B.6 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Irifune 3.

TABLEAU B.2.4 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Irifune 6.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
0.85	0.85	Remblai (F)	1750	125	3	Type 1
7.8	6.9	Sable limoneux (F)	1600	100	6	Type 1
12.8	5	Sable (As)	1750	140	13	Type 2
24.8	12	Argile (Ac)	1670	160	1	Type 4
30.8	6	Sable (As)	1800	290	25	Type 6
70	39.2	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Profils de distorsions et de taux de montée de pression interstitielle

La figure B.7 présente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Les deux approches estiment la liquéfaction ayant lieu dans la couche gagnée par remblaiement.

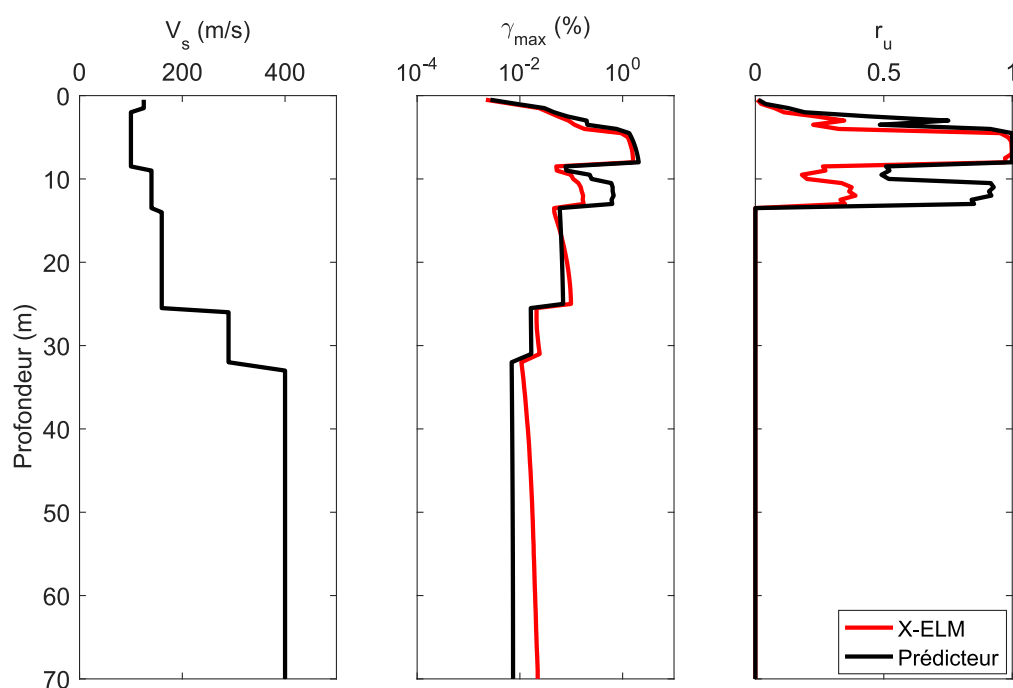


FIGURE B.7 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Irifune 6.

B.2.5 Takasu 4

Le tableau B.2.5 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du sol à cet endroit. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 25662. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

TABLEAU B.2.5 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Takasu 4.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
0.9	0.9	Remblai (F)	1600	130	3	Type 1
5.6	4.7	Sable limoneux (F)	1600	100	6	Type 1
14.3	8.7	Sable (As)	1800	160	15	Type 2
46.3	32	Argile (Ac)	1600	160	3	Type 4
54.3	8	Limon (Asc)	1850	290	4	Type 8
57.3	3	Sable (As)	1850	370	35	Type 7
70	12.7	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

Profils de distorsions et de taux de montée de pression interstitielle

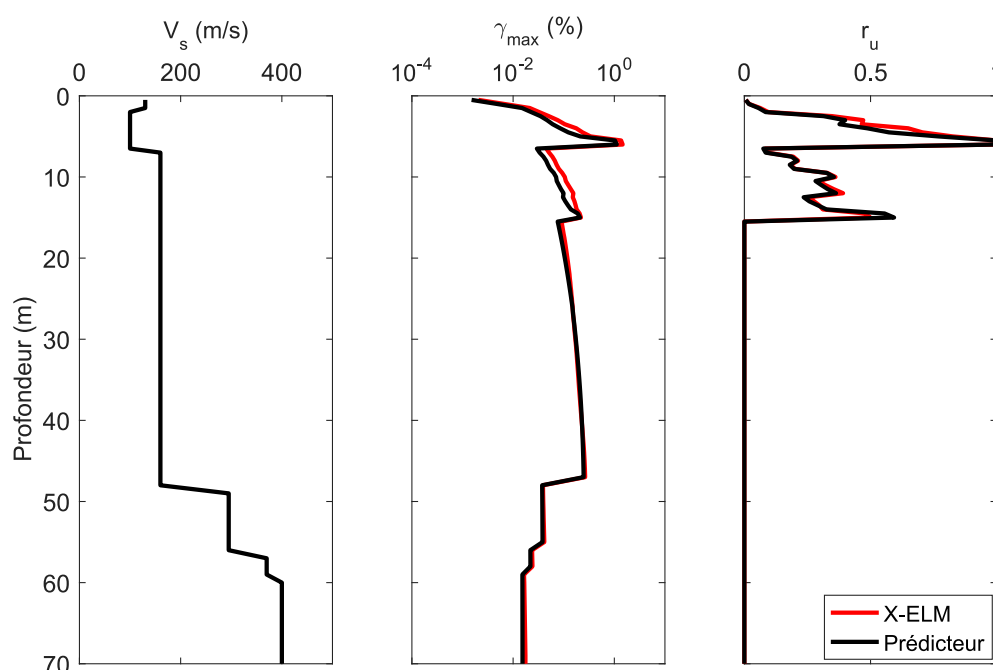


FIGURE B.8 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Takasu 4.

La figure B.8 présente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Les deux approches estiment la liquéfaction ayant lieu dans la couche gagnée par remblaiement.

B.2.6 Mihama 1

Le tableau B.2.6 présente les propriétés mécaniques et dynamiques du sol à cet endroit. Les données ont été recueillies auprès de la banque d'informations géologiques de Chiba, sous le numéro d'enquête géotechnique 12961. Les types de non-linéarité renvoient aux courbes de dégradation présentées sur la figure 5.6 (c).

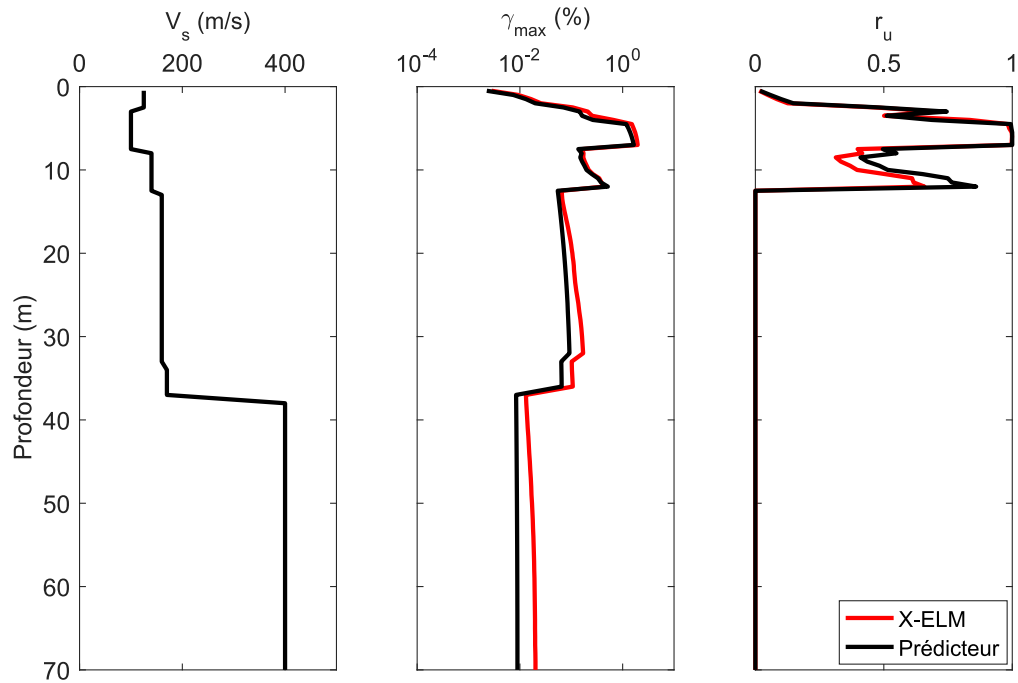


FIGURE B.9 Profil de V_s (gauche), distorsion maximale calculée (centre) : par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) et taux de montée de pression interstitielle (droite) par X-ELM (courbe rouge) et par le prédicteur (courbe noire) à Mihama 1.

TABLEAU B.2.6 Propriétés mécaniques et dynamiques du sol liquéfié obtenues à partir d'un forage réalisé dans le quartier Mihama 1.

GL (m)	Épaisseur (m)	Type de sol	ρ_t (Kg/m^3)	V_s (m/s)	N	Non-linéarité
2	2	Remblai (F)	1750	125	1	Type 1
7	5	Sable limoneux (F)	1600	100	7	Type 1
12	5	Sable (As)	1750	140	17	Type 2
32	20	Argile (Ac)	1600	160	2	Type 4
36	4	Limon (Asc)	1700	170	25	Type 3
70	34	Sable (Ds)	1900	400	>50	Linéaire

La figure B.9 présente les comparaisons entre les profils de distorsions maximales et les taux de montée de pression interstitielle calculés à l'aide du prédicteur (courbes noires) et de l'approche X-ELM (courbes rouges). En comparant les deux résultats obtenus, on trouve que le prédicteur (courbe noire) conduit également à une bonne estimation. Les deux approches estiment la liquéfaction ayant lieu dans la couche gagnée par remblaiement.

Annexe C

Liste des publications et conférences faites pendant la thèse

1. Kteich Z., Labbé P. , Semblat J-F., Javelaud E., Bennabi A. (2016). Engineering methods for evaluating earthquake induced settlements and liquefaction prediction. *TINCE 2016*. Paris– France.
2. Kteich Z. (2016). Estimation du tassement et de la montée de pression interstitielle dans un profil de sol 1D. *Journées géotechniques CEREMA et IFSTTAR*. Erquy, France.
3. Kteich Z., Labbe P. (2017). Engineering simplified method for calculating earthquake induced settlements and liquefaction ratio in 1D soil profile under seismic loading. *Third meeting of the ICOLD European Club Working Group Dams and Earthquakes*. Roma – Italy
4. Kteich Z., Labbé P. , Semblat J-F., Javelaud E., Bennabi A. (2017). Engineering simplified method for calculating earthquake induced settlements and pore pressure rise. *Symposium of the 85th Annual Meeting of ICOLD*. Prague – Czech republic
5. Kteich Z., Labbé P. (2017). A new method for predicting liquefaction risk and induced settlements applied on the Urayasu city hit by 2011 earthquake. *The first International Conference on Seismic Design of Structure and Foundations*. Croydon – United kingdom.
6. Kteich Z., Labbe P. , Semblat J-F., Javelaud E., Bennabi A. (2018). A hybrid simplified method to predict liquefaction in Urayasu city during the Great East 2011 Earthquake..*Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics V conference*. ASCE – Austin –Texas –USA.

7. Kteich Z., Labbé P., Semblat J-F., Javelaud E., Bennabi A. (2018). Modèle simplifié pour estimer la liquéfaction – Application au séisme de Tohoku à Urayasu. *Journée nationale de géotechnique et de géologie de l'ingénieur*. Champs-sur-Marne – France.
8. Kteich Z., Labbé P., Semblat J-F., Javelaud E., Bennabi A. (2018). Estimating earthquake-induced pore pressure in Urayasu city during 2011 East Japan earthquake. *16 ECEE*. Thessaloniki – Greece.
9. Veylon G., Jellouli M., Fry J-J., Boutonnier L., Kteich Z., Durand C., Carvajal C., Labbé P., Luu L-H. (2018). Nouvelle approche simplifiée pour l'évaluation de la performance sismique des barrages en remblai. *26ème congrès des grands barrages*. Vienna – Austria.
10. Kteich Z., Labbé P., Semblat J-F., Javelaud E., Bennabi A. (2018) «EXTENDED EQUIVALENT LINEAR METHOD TO ASSESS LIQUEFACTION TRIGGERING : Application to the city of Urayasu during Tohoku 2011 earthquake. (submitted to Soils and foundations).