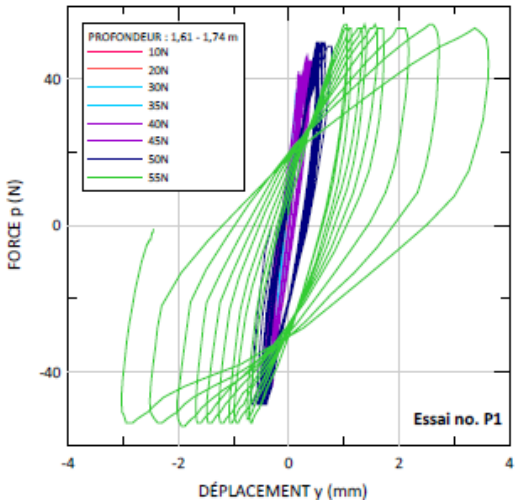
Transports Québec

Projet R671.1

DÉVELOPPEMENT DE MÉTHODES POUR LE CALCUL PARASISMIQUE DES FONDATIONS PROFONDES ADAPTÉES AUX CONDITIONS DE SOL QUÉBÉCOISES

CALCUL STATIQUE ET SISMIQUE DES FONDATIONS PROFONDES SOUS CHARGES LATÉRALES AVEC LA MÉTHODE P-Y
Guide méthodologique



Rapport préparé par

Omar Chaallal, ing., Ph.D
Professeur titulaire,
Département de génie de la construction
École de technologie supérieure
Montréal, Qc

Denis LeBoeuf, ing., M.Sc., Ph.D.
Professeur titulaire,
Département de génie civil et de génie des eaux
Faculté des sciences et de génie, Université Laval
Québec, Qc

Version 1.3 – Mars 2017

Université du Québec
École de technologie supérieure

UNIVERSITÉ LAVAL

Transports Québec

VERSION	DATE	
1.0	31-12-2014	Émission livrable 1
1.1	23-01-2015	Correction pagination
1.2	23-12-2015	Correction pagination édition
1.3	3-03-2017	Mise à jour et corrections typographiques

Université du Québec
École de technologie supérieure

UNIVERSITÉ LAVAL

AVANT-PROPOS

Ce rapport est émis dans le cadre du projet de recherche R671.1 intitulé *« Développement de méthodes pour le calcul parasismique des fondations profondes adaptées aux conditions de sol québécoises »* et confié à l'Université Laval par le Ministère des transports du Québec. Les chercheurs responsables de ce projet sont les professeurs Denis LeBoeuf (Université Laval) et Omar Chaallal (École de technologie supérieure).

Pour le MTQ, la chargée de projet est Mme Marie-Christine Delisle, ing. M.Sc.A. de la Direction du laboratoire des chaussées, Service de la géotechnique et de la géologie.

Ce rapport présente un guide méthodologique pour le calcul des fondations profondes sous charges latérales statique et cyclique et constitue le livrable no. 1.

Il a été préparé par les Prs Omar Chaallal, ing. et Denis LeBoeuf, ing. Durant la préparation de ce travail, ils ont été assistés par les étudiants gradués M. Pierre-Olivier Maltais (UL), Mme Paola Cardenas Gomez (UL), Mme Marie-Hélène Picard (UL) et M. Hani Yassin (ETS).

AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ

Les informations auxquelles ce Guide réfère sont sous la seule responsabilité de leurs auteurs respectifs.

Les informations, analyses et conclusions contenues dans ce rapport n'ont pas force de loi et ne doivent pas être considérées comme un substitut aux règlementations et normes imposées par la Loi. Elles sont uniquement destinées à un public d'ingénieurs avertis, seuls aptes à en apprécier et à en déterminer la valeur et la portée et à en appliquer avec précision les recommandations à chaque cas particulier.

Malgré le soin apporté à la rédaction de ce Guide, les auteurs ne peuvent en garantir l'exhaustivité et la rectitude de l'information.

Les auteurs déclinent toute responsabilité quant à l'interprétation et l'application éventuelles du contenu de ce Guide. En poursuivant la lecture de ce rapport, le lecteur accepte implicitement cette condition.

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS i

AVERTISSEMENT – EXONÉRATION DE RESPONSABILITÉ ii

LISTE DES FIGURES vi

LISTE DES TABLEAUX ix

LISTE DES SYMBOLES xi

1 INTRODUCTION 2

1.1 CONTEXTE ET PROBLÉMATIQUE 2

1.2 DISPOSITIONS NORMATIVES 2

1.3 OBJECTIFS 3

1.4 LIMITES D'APPLICATION DU RAPPORT 3

1.5 CONTENU DU RAPPORT 4

2 COMPORTEMENT STATIQUE DES FONDATIONS PROFONDES SOUS CHARGES LATÉRALES ET RECOMMANDATIONS DES COURBES P-Y POUR LES SOLS DU QUÉBEC 6

2.1 INTRODUCTION 6

2.2 PROBLÉMATIQUE 6

2.3 REVUE DES MÉTHODES 7

2.3.1 Principes généraux 7

2.3.2 Méthodes des courbes de transfert de charges 10

2.3.3 Méthodes empiriques (Broms, 1964a et b) 15

2.3.4 Normes et guides de pratique 19

2.4 SYNTHÈSE DES PRINCIPAUX TRAVAUX DE RECHERCHE SUR LA MÉTHODE P-Y 20

2.5 RECOMMANDATIONS DES COURBES P-Y POUR LES SOLS DU QUÉBEC 22

2.5.1 Synthèse des résultats 22

2.5.2 Sols argileux 22

2.5.3 Sable 22

3 COMPORTEMENT SISMIQUE DES FONDATIONS : VUE D'ENSEMBLE ET PROGRAMME D'ANALYSE 25

3.1 INTRODUCTION 25

3.2 REVUE DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS PROFONDES LORS DES SÉISMES 25
3.3 REVUE DES MÉTHODES D'ANALYSE SISMIQUE DES FONDATIONS PROFONDES 28
3.3.1 Généralités 28
3.3.2 Modèles linéaire et non linéaire de la poutre de Winkler 29
3.3.3 Autres méthodes 35
3.4 PRÉSENTATION ET CARACTÉRISATION DES SITES REPRÉSENTATIFS 43
3.4.1 Site de Bécancour 43
3.4.2 Site de la ville de Québec 49
3.5 PRÉSENTATION DES SÉISMES ET SÉLECTION DES PARAMÈTRES SISMIQUES 55
3.5.1 Site de Bécancour 55
3.5.2 Site de Québec 62

4 ÉTUDE DYNAMIQUE D'UNE FONDATION SUR PIEU 65
4.1 INTRODUCTION 65
4.2 ÉTUDE ET VALIDATION STATIQUE ET DYNAMIQUE D'UN MODÈLE DE PIEU ISOLÉ 65
4.3 FONDATION PROFONDE DANS UN DÉPÔT ARGILEUX – ÉTUDE DU SITE DE BÉCANCOUR 66
4.4 ÉTUDE DYNAMIQUE D'UNE FONDATION SUR PIEU DANS UN DÉPÔT FLUVIO-GLACIAIRE – SITE DE LA VILLE DE QUÉBEC 77
4.5 DISCUSSION ET CONCLUSION 87

5 ÉTUDE ET MODÉLISATION DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES FONDATIONS PROFONDES POUR DES SOLS DU QUÉBEC 89
5.1 INTRODUCTION 89
5.2 ESSAIS CYCLIQUES POT-TEST SUR ARGILE DE LOUISEVILLE 90
5.2.1 Introduction 90
5.2.2 Programme d'essais 91
5.2.3 Présentation et discussion des résultats expérimentaux 91
5.3 CONCEPT THÉORIQUE POUR CHARGEMENT SISMIQUE 96
5.3.1 Introduction 96
5.3.2 Objectifs de la démarche 96
5.3.3 Méthodologie et concept 97

5.4 ANALYSE PSEUDO-STATIQUE 100
5.4.1 Introduction 100
5.4.2 Méthodologie 100
5.4.3 Modèles de pieux et des sols pour Bécancour et Québec 101
5.4.4 Résultats des analyses pour Bécancour et Québec 101
5.4.5 Discussion des résultats d'analyses 105
5.5 ANALYSES DYNAMIQUES 107
5.5.1 Introduction 107
5.5.2 Programme général 107
5.5.3 Résultats 107
5.5.4 Discussion des résultats 108
5.6 CONCLUSIONS 121
6 CONCLUSION ET PERSPECTIVES 123
RÉFÉRENCES 135
ANNEXE A – Modélisation statique et dynamique d'un pieu isolé : Études de validation

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Calcul et dimensionnement des fondations profondes soumises à des charges latérales - Illustration schématique de la démarche 7

Figure 2.2 : Concept de la poutre de Winkler (modifié de Tlustochowicz, 2005) 8

Figure 2.3 : Distribution des contraintes autour du pieu : a) avant et b) après le chargement latéral (tiré de Reese et Impe (2001)) 9

Figure 2.4 : Courbes p-y typiques, augmentation progressive de la rigidité en fonction de la profondeur (tiré de Reese et Impe (2001)) 9

Figure 2.5 : Chargement latéral sur un pieu dans le sol (Tlustochowicz (2005)) 10

Figure 2.6 : Courbe p-y typique pour une argile molle : (a) chargement statique; 12

Figure 2.7 : Courbe p-y pour les sables (tiré de Reese et Van Impe, 2001) 17

Figure 2.8 : Distribution de la résistance latérale selon Broms (1964) : (a) études antérieures; (b) supposée par Broms (1964) 17

Figure 2.9 : Schéma de la réaction du sol et des moments induits dans le pieu lors de l'application d'une charge latérale (tiré de Broms (1964)) 18

Figure 2.10 : Résistance latérale ultime dans les sols cohésifs : (a) pour les pieux courts; (b) pour les pieux longs (adaptée de Broms, 1964 par le MTQ, révision avril 2006) 19

Figure 3.1 : Schéma de la poutre sur fondation non linéaire de Winkler (BNWF) (adapté de Wang et al., 1998) 30

Figure 3.2 : Modèle sol-pieu-structure avec un système de ressort-amortisseur visqueux : a) en parallèle : b) en série (adapté de Boulanger et al., 1998) 31

Figure 3.3 : Modèle non linéaire utilisé dans le programme SPASM (adapté de Matlock et al., 1978) 32

Figure 3.4 : Définition du concept p-y : (a) Pieu sans chargement; (b) Résistance du sol autour d'un pieu chargé latéralement (Cardenas Gomez, 2013) 34

Figure 3.5 : Famille typique de courbes p-y, avec augmentation progressive de la rigidité en fonction de la profondeur (adapté de Meyer et Reese, 1979) 34

Figure 3.6 : Caractéristiques de courbes p-y dans des argiles molles pour : (a) chargement statique; (b) chargement cyclique (d'après Matlock, 1970) 35

Figure 3.7 : Caractéristiques de courbes p-y dans d'argiles raides pour : (a) chargement statique; (b) chargement cyclique (d'après Reese et al., 1975) 35

Figure 3.8 : Modèle réduit pour l'analyse des efforts dans des pieux inclinés sous séisme (LCPC, 2008) 41

Figure 3.9 : Centrifugeuse du centre de Nantes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France (LCPC, 2008) 41

Figure 3.10 : Localisation du site de Bécancour (adaptée de MTQ, 2010 & Qualitas, 2011) 44

Figure 3.11 : Localisation des travaux (adaptée de Qualitas, 2011) 46

Figure 3.12 : Stratigraphie coupe A-A' - Site de Bécancour (tirée de Qualitas, 2011) 47

Figure 3.13 : Site de Bécancour : Profils de : (a) N1-60 et Su et (b) Vs, ϕ' et γ_{sat} en fonction de l'élévation (données de Qualitas, 2011)..... 48

Figure 3.14 : Localisation du site de la ville de Québec (adaptée de MTQ, 2009; Google, 2012). 49

Figure 3.15 : Localisation des travaux (tirée de MTQ, 2009) 52

Figure 3.16 : Stratigraphie – Site de la ville de Québec..... 53

Figure 3.17 : Site de Québec : Profils de : (a) N1-60 et Su et (b) Vs, ϕ' et γ_{sat} en fonction de l'élévation (données de MTQ, 2009)..... 54

Figure 3.18 : Spectres de réponse CNBC 2010 - Site de Bécancour 56

Figure 4.1 : Modèle FLAC – Site de Bécancour..... 68

Figure 4.2 : Accélération en fonction du temps – Bécancour-R1..... 70

Figure 4.3 : Moment en fonction du temps – Bécancour-R1..... 71

Figure 4.4 : Contraintes de cisaillement en fonction du temps – Bécancour-R1..... 72

Figure 4.5 : Accélération en fonction du temps – Bécancour-R2..... 73

Figure 4.6 : Moment en fonction du temps – Bécancour-R2..... 74

Figure 4.7 : Contraintes de cisaillement en fonction du temps – Bécancour-R2..... 75

Figure 4.8 : Rapport S_u/τ_{max} dans la couche argileuse..... 76

Figure 4.9 : Modèle FLAC – Site de la ville de Québec 79

Figure 4.10 : Accélération en fonction du temps – Québec-R1 81

Figure 4.11 : Moment en fonction du temps – Québec-R1..... 82

Figure 4.12 : Contraintes de cisaillement en fonction du temps – Québec-R1..... 83

Figure 4.13 : Accélération en fonction du temps – Québec-R2 84

Figure 4.14 : Moment en fonction du temps – Québec-R2..... 85

Figure 4.15 : Contraintes de cisaillement en fonction du temps – Québec-R2..... 86

Figure 5.1 : Essai *pot-test* cyclique à déplacement contrôlé et courbe p-y cyclique selon Matlock (1970) 91

Figure 5.2 : Ruptures en compression positive et négative 93

Figure 5.3 : Courbes hystérétiques types obtenues lors de l'essai *pot-test* (Picard, 2012) 93

Figure 5.4 : Évolution du déplacement y en fonction du nombre de cycles N (courbes y-N), pour un chargement constant (Picard, 2012)..... 94

Figure 5.5 : Schéma du critère de rupture (adapté de Burckhardt, 2004)..... 95

Figure 5.6 : Étapes de la méthodologie (adaptée de Rovithis et al. 2009)..... 99

Figure 5.7 : Modèles de pieu sous charge statique: (a) Bécancour; b) Québec..... 102

Figure 5.8 : Courbes p-y à différentes profondeurs : (a) Bécancour et (b) Québec..... 103

Figure 5.9 : Moments de flexion le long du pieu : (a)b Bécancour et (b) Québec 103

Figure 5.10 : Déplacement latéral le long du pieu : (a) Bécancour et (b) Québec 104

Figure 5.11 : Effort tranchant le long du pieu: (a) Bécancour et (b) Québec 104

Figure 5.12 : Moment en fonction du temps : BECR1M..... 109

Figure 5.13 : Pression de sol P en fonction du temps : BECR1M3..... 111

Figure 5.14 : Déplacement horizontal y en fonction du temps : BECR1M3 113

Figure 5.15 : Moment en fonction de la profondeur : BECR1M3..... 115

Figure 5.16 : Pression du sol en fonction de la profondeur : BECR1M3 116

Figure 5.17 : Déplacement horizontal en fonction de la profondeur : BECR1M3..... 116

Figure 5.18 : Enveloppe des moments et des pressions: BECR1M3 117

Figure 5.19 : Enveloppe des déplacements horizontaux: BECR1M3..... 118

Figure 5.20: Courbes d'hystérésis p-y à différentes profondeurs: BECR1M3 119

Figure 5.21: Dérivation de la courbe p-y caractéristique du cycle représentatif : BECR1M3 120

Figure A.1 : Représentation d'une interface (adaptée de FLAC, 2008)..... A.6

Figure A.2 : Étude paramétrique : Comparaison des résultats entre FLAC et LPile – Analyse 1 (conditions statiques)..... A.8

Figure A.3 : Étude paramétrique : Comparaison des résultats entre FLAC et LPile – Analyse 2 (conditions statique) A.9

Figure A.4 : Modèle FLAC d'un pieu isolé sous chargement statique A.11

Figure A.5 : Résultat de la régression non-linéaire de la courbe G/G_{max}..... A.14

Figure A.6 : Comparaison des accélérogrammes en surface – Influence de l'amortissement .. A.18

Figure A.7 : Spectres de réponse en surface – Influence de l'amortissement..... A.19

Figure A.8 : Comparaison des accélérogrammes en surface – Influence de la taille du maillage A.21

Figure A.9 : Spectres de réponse en surface – Influence de la taille du maillage A.22

Figure A.10 : Essai à la centrifugeuse réalisé sur un pieu isolé (tiré de El Naggar et coll. (2005)) A.23

Figure A.11 : Paramètres du sol lors de l'analyse dynamique d'un pieu isolé (tiré de El. Naggar et coll. (2005))..... A.24

Figure A.12 : Comparaison des accélérations en fonction du temps entre FLAC et Boulanger et coll. (1999) A.26

Figure A.13 Comparaison des moments en fonction du temps entre FLAC et Boulanger et coll. (1999) A.27

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Valeurs du coefficient moyen k_{s1} pour les argiles raides (adapté de Terzaghi 1955) 11

Tableau 2-2 : Valeurs représentatives de ε_{50} (d'après Reese et al. (2006)) 14

Tableau 2-3 : Résistance latérale ultime et déplacement engendré, en fonction du type de pieu et des conditions limites (d'après Broms, 1964)) 17

Tableau 2-4 : Valeur du coefficient α (d'après Broms, 1964) 18

Tableau 2-5 : Synthèse des recherches contribuant au développement de la méthode p-y *(adapté de Mayoral, 2002)* 21

Tableau 3-1 : Résumé des cas d'endommagements de pieux dus à un événement sismique (adapté de Bobet, 2001*)* 27

Tableau 3-2 : Résumé de modèles par éléments finis pour l'étude du comportement de fondations profondes 37

Tableau 3-3 : Résumé de modèles physiques développés pour l'étude de la réponse de pieux soumis à des événements sismiques (adapté de Wilson, 1998) 40

Tableau 3-4 : Synthèse des travaux effectués 44

Tableau 3-5 : Synthèse des travaux réalisés – Ville de Québec 50

Tableau 3-6 : Désagréagation de l'aléa sismique – Site de Bécancour 56

Tableau 3-7 : Site de Bécancour : Séismes sélectionnés 57

Tableau 3-8 : Signaux originaux – Saguenay (1998) 58

Tableau 3-9 : Signaux originaux - Nahanni (1985) 59

Tableau 3-10 : Signaux transformés – Ville de Bécancour 59

Tableau 3-11 : Signaux transformés – Ville de Bécancour 60

Tableau 3-12 : Signaux conformes au spectre CNBC-2010 – Ville de Québec 63

Tableau 4-1 : Programme d'analyse – Site de Bécancour 66

Tableau 4-2 : Propriétés implantées dans FLAC- Site de Bécancour 67

Tableau 4-3 : Programme d'analyse – Site de la ville de Québec 77

Tableau 4-4 : Propriétés implantées dans FLAC – Site de la ville de Québec 78

Tableau 5-1 : Programme d'analyses pseudo-statiques 101

Tableau 5-2 : État de plastification pour différentes profondeurs et différentes masses : Bécancour 106

Tableau 5-3 : État de plastification pour différentes profondeurs et différentes masses : Québec 106

Tableau A-1 : Étude paramétrique : Propriétés mécaniques et modèles p-y utilisés dans l'analyse LPile – Analyse 1 ..... A-4

Tableau A-3 : Étude paramétrique : Propriétés mécaniques du sol implantées dans FLAC – Analyse 1 et 2 ..... A-5

Tableau A-4 : Propriété du sol et du pieu dans l'analyse d'un pieu isolé sous chargement statique en contraintes totales (Comparaison entre FLAC et un essai de terrain) A-10

Tableau A-5 : Paramètres des éléments d'interface A-10

Tableau A-6 : Paramètres du sol uniforme A-13

Tableau A-7 : Programme d'essai- Étude paramétrique d'un dépôt uniforme seul A-15

Tableau A-8 : Fréquence maximale admissible selon la taille des éléments A-20

LISTE DES SYMBOLES

α : coefficient appliqué à k_∞ (sans unité)

β : coefficient caractérisant le type de pieu (long ou court) (sans unité)

B : dimension de la semelle dans la direction x (m)

c : constante appliquée à p_{ult} (sans unité)

C_d : rapport entre la force de succion maximum et p_{ult}

C_r : rapport P / p_{ult}

c_u : cohésion non drainée (kPa)

c_{ur} : cohésion au cisaillement non drainé remaniée (kPa)

d : diamètre ou largeur du pieu (m)

D : dommage dû au chargement cyclique (sans unité)

D : longueur enfouie du pieu (m)

$\Delta\sigma = (\sigma_1-\sigma_3)$: contrainte déviatorique (kPa)

ε : déformation du sol (%)

e : excentricité (m)

ε_{50} : déformation du sol à 50% de la contrainte déviatorique maximum (%)

E_pI_p : rigidité du pieu (kN * m^2)

E_s : module de réaction du sol (kPa)

F : force

f : profondeur à laquelle survient le moment maximum (m)

γ : poids volumique (kN/m^3)

γ' : poids volumique effectif (kN/m^3)

J : constante appliquée à p_{ult} (sans unité)

K_0 : coefficient appliqué à k_∞ (kPa)

K_α : coefficient de réaction du sol correspondant à un pieu infiniment long (sans unité)

k_h : coefficient de réaction horizontale du sol (FL^{-3})

k_s : coefficient de réaction du sol (kPa/m)

k_{s1} : coefficient appliqué au coefficient de réaction du sol (MN/m^3)

L : longueur

M_{yield} : moment résistant du pieu (kN - m)

n : constante appliquée à pult (sans unité)

N : indice de pénétration standard

N : nombre de cycles (sans unité)

n_1 et n_2 : coefficients appliqués à α (sans unité)

p : réaction du sol (kN/m)

p_{ult} : résistance latérale ultime du sol (kN/m)

q_u : résistance en compression non-confinée (kPa)

S : force cyclique normalisée (sans unité)

S_t : sensibilité (sans unité)

S_U : résistance au cisaillement non drainé

τ_{max} :contrainte de cisaillement maximum (kN/m^2)

y : déplacement horizontal (mm)

y_0^+ et y_0^- : déplacements maximaux positifs et négatifs, dans le champ proche (mm)

y_{50} : déplacement pour lequel 50% de p_{ult} est mobilisé (mm)

y^e : déplacement dans la zone élastique (mm)

y^g : déplacement dans la zone "gap" (mm)

y^p : déplacement dans la zone plastique (mm)

z : profondeur à partir de a surface du sol (m)

z_r : profondeur critique (m)

CHAPITRE UN

INTRODUCTION

CHAPITRE 1

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE ET PROBLÉMATIQUE

Ce rapport s'inscrit dans le projet intitulé : *« Développement de méthodes pour le calcul parasismiques de fondations profondes adaptées aux conditions de sol québécois »,* lequel est subdivisé en six volets. Le volet 1, sujet de la présente étude, porte sur le **calcul statique et sismique des fondations profondes sous charges latérales avec la méthode p-y**. Le présent guide méthodologique présente les résultats de ladite étude.

Le but poursuivi par ce rapport est de recommander certaines méthodes pour calculer et dimensionner les pieux soumis à des charges horizontales tout en tenant compte du contexte géologique et sismique particulier du Québec.

1.2 DISPOSITIONS NORMATIVES

La norme de calcul à utiliser pour la conception des ponts au Québec est la norme CAN/CSA S6-14 intitulée « Code canadien sur le calcul des ponts routiers ».

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers 2014 (norme CAN/CSA-S6-14 ou *Canadian Highway Bridge Design Code***,** CHBDC) s'applique à la conception, à l'évaluation et à la réfection structurale des ponts routiers fixes et mobiles au Canada. Sur un ensemble de 16 chapitres, le chapitre 4 traite du calcul parasismique. Il s'agit des exigences minimales en matière d'analyse sismique et de calcul de nouveaux ponts, ainsi qu'en matière d'évaluation sismique et de réfection des ponts existants. Une partie fait référence à l'interaction sol-structure, mais sans approfondir le sujet : « *Lorsque les pouvoirs de réglementation le jugent approprié, on doit évaluer l'interaction induite par les charges sismiques entre le sol et les unités de fondation* ». Le chapitre 6, quant à lui, précise les exigences minimales pour le calcul des fondations et l'estimation des poussées des terres exercées sur les ouvrages de soutènement. Il décrit également les exigences relatives à l'étude géotechnique et aux rapports de conception. Il est spécifié que la résistance géotechnique latérale pondérée d'un pieu est déterminée, soit par une analyse statique, soit par des essais statiques ou par une valeur estimée. Seule la section 6.8.7.3 traite de la flexion latérale d'un pieu et indique qu'il est important de « *tenir compte de la résistance que développe le sol lorsque le pieu fléchit latéralement* ». Dans

ce cas-ci, les paramètres géotechniques ne sont pas pondérés et le pieu est « *modélisé comme une poutre-poteau reposant sur des ressorts équivalents à la réaction passive répartie le long du fût* ». Cette méthode permet d'obtenir un rapport résistance-déplacement linéaire ou non-linéaire et tient compte du type de pieu ainsi que des caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Ce sont les seules recommandations faites par la norme CAN/CSA-S6-14 par rapport à la méthode p-y. Aucune équation ou référence ne sont proposées.

1.3 OBJECTIFS

L'objectif principal de ce rapport est de proposer un guide méthodologique pour le calcul statique et sismique des fondations profondes sous charges latérales pour les conditions de sols du Québec.

Les objectifs spécifiques du projet s'établissent comme suit :

1. Procéder à un état des connaissances ;
2. Créer un modèle numérique couplé d'interaction sol-structure (ISS) ;
3. Valider le modèle d'ISS à partir des résultats de données expérimentales ou de simulations avancées par la méthode des éléments finis;
4. Appliquer le modèle à l'analyse de deux dépôts quaternaires de l'Est du Canada.
5. Rendre opérationnelle et adapter la méthode p-y (contrainte-déformation) pour les types de sols et les unités de fondations profondes généralement rencontrés au Québec.

1.4 LIMITES D'APPLICATION DU RAPPORT

Les recommandations contenues dans ce rapport peuvent s'appliquer aux sites sur lesquels seront érigées de nouvelles structures.

L'applicabilité de ces recommandations à des fondations d'ouvrages existants doit se faire avec jugement et discernement.

Ces recommandations ne s'appliquent pas aux fondations d'ouvrages spéciaux comme les grands ouvrages d'art ou les ponts de secours. Ces ouvrages sont souvent des structures dites critiques et les critères relatifs au niveau de tenue sismique sont souvent plus sévères et exigent des méthodes de calcul plus élaborées que celles décrites dans ce rapport.

1.5 CONTENU DU RAPPORT

Ce guide méthodologique comporte quatre parties principales, en plus de l'introduction et des conclusions et perspectives :

(a) Le chapitre deux : traite du comportement statique des fondations profondes soumises à des charges latérales statiques et recommande des courbes p-y pour les sols du Québec..

(b) Le chapitre trois : traite du comportement des fondations profondes soumises à des charges latérales sismiques et présente les caractéristiques des sites représentatifs qui seront utilisés dans les simulations numériques.

(c) Le chapitre quatre : présente les résultats des analyses dynamiques effectuées sur un pieu isolé dans deux dépôts quaternaires typiques du Québec

(d) Le chapitre cinq : traite du comportement et de la modélisation cyclique à partir des données de la littérature et des observations faites en laboratoire sur l'argile de Louiseville.

CHAPITRE DEUX

COMPORTEMENT STATIQUE DES FONDATIONS PROFONDES SOUS CHARGES LATÉRALES ET RECOMMANDATIONS DES COURBES P-Y POUR LES SOLS DU QUÉBEC

CHAPITRE 2

2 COMPORTEMENT STATIQUE DES FONDATIONS PROFONDES SOUS CHARGES LATÉRALES ET RECOMMANDATIONS DES COURBES P-Y POUR LES SOLS DU QUÉBEC

2.1 INTRODUCTION

Les méthodes de calcul des fondations profondes actuellement utilisées adoptent fréquemment des approches linéaires ce qui entraîne des conceptions non optimisées, parfois incohérentes. Depuis maintenant quelques années, les DOT et les bureaux d'études américains utilisent systématiquement la méthode p-y qui est désormais intégrée dans de nombreux codes de calculs avancés pour le dimensionnement des radiers et des fondations profondes.

Le Manuel Canadien d'ingénierie des fondations (MCIF) dans sa dernière version de 2006 (SCG, 2006) recommande également l'utilisation de cette méthode non linéaire compte tenu de sa fiabilité par rapport aux méthodes approximatives ou de type élastique. À cet égard, le Québec accuse un retard technologique significatif dans ce domaine. En pratique, le processus de calcul et de dimensionnement de fondations profondes sollicitées latéralement est illustré à la figure 2.1.

2.2 PROBLÉMATIQUE

Dès 1950, des méthodes de dimensionnement ont été développées pour analyser les fondations profondes sous chargements latéraux (Finn, 2005). L'évolution de ces méthodes a conduit au développement de la méthode p-y (Matlock, 1970), qui tient compte des propriétés structurales des pieux et des caractéristiques géotechniques des dépôts de sols et de l'interaction sol-pieu.

Dans le contexte canadien, l'est du Canada contient des sols ayant des propriétés géotechniques particulières. Les argiles sensibles, lorsqu'elles sont soumises à des charges latérales, provoquent des déplacements latéraux importants, dus à leur grande compressibilité et à leur faible résistance à la dégradation. Parmi les méthodes de dimensionnement de fondations développées, aucune n'a encore fait l'objet d'études approfondies pour les conditions géotechniques du Québec. En effet, elles sont couramment utilisées dans la pratique, sans toutefois avoir été validées de façon rigoureuse. Il reste donc à savoir si la méthode p-y peut être employée directement ou doit être adaptée pour le dimensionnement de fondations profondes dans les argiles post-glaciaires du Québec.

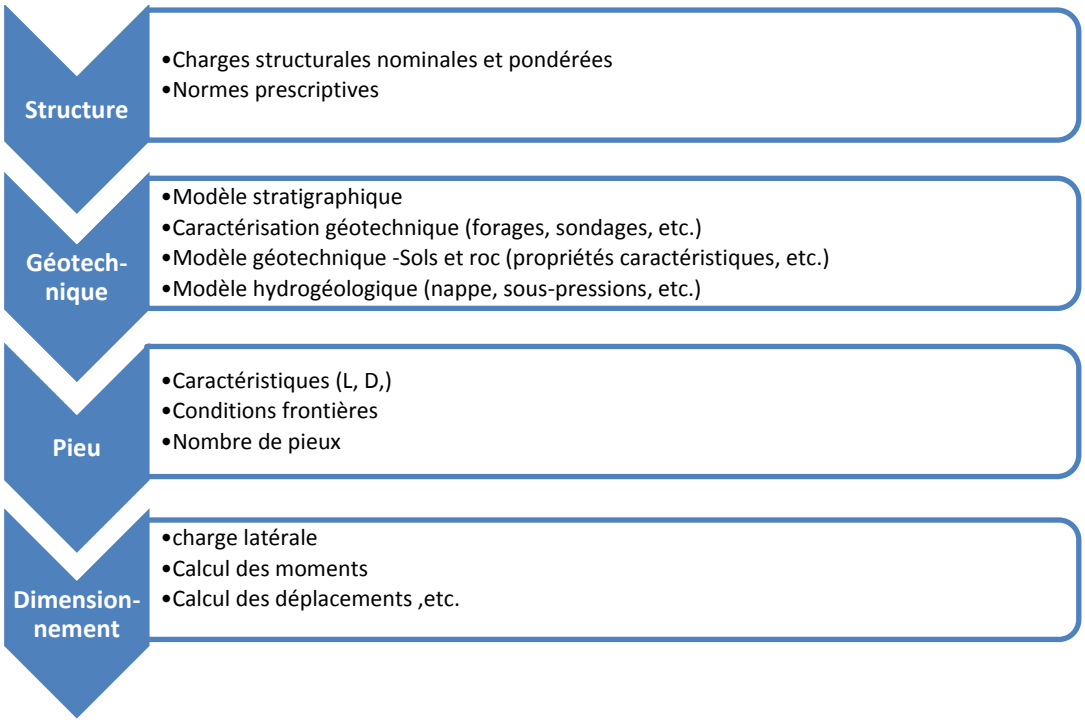


Figure 2.1 : Calcul et dimensionnement des fondations profondes soumises à des charges latérales - Illustration schématique de la démarche

2.3 REVUE DES MÉTHODES

Les méthodes courantes de dimensionnement des fondations sous charges latérales peuvent être regroupées en deux catégories : 1) méthodes des courbes de transfert de charges (incluant les méthodes de type p-y, Matlock, 1970), 2) les méthodes de type empirique (re. Broms, 1964). Les méthodes numériques (méthode par éléments finis ou différences finies) peuvent aussi être utilisées mais leur mise en œuvre est complexe et leur utilisation reste restreinte aux projets spéciaux. Cette section débute par la présentation des principes généraux de ces approches.

2.3.1 Principes généraux

Le phénomène d'interaction sol-structure suscite l'intérêt des scientifiques depuis longtemps et les premiers travaux remontent à Winkler (1867) qui a proposé le modèle à ressorts illustré à la figure 2.2. Ce modèle suppose que le sol est un système linéaire-élastique et que son comportement flexionnel peut être représenté par un nombre fini de ressorts suffisamment rapprochés et indépendants les uns des autres. Les paramètres influençant le modèle sont la géométrie et la dimension du pieu, ainsi que les différentes couches du massif de sol.

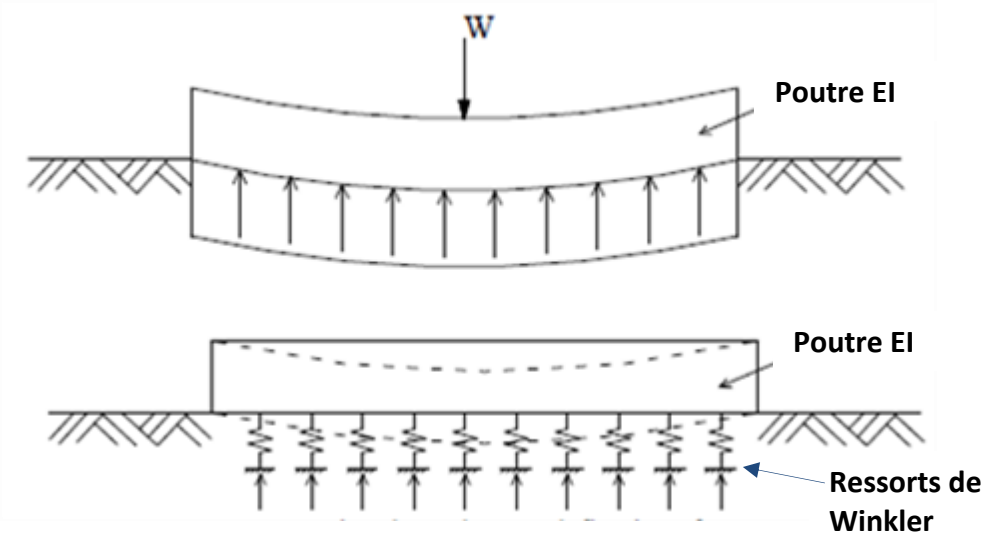


Figure 2.2 : Concept de la poutre de Winkler (modifié de Tlustochowicz, 2005)

Ce modèle, bien qu'avant-gardiste alors, est néanmoins très limité et peu réaliste (Reese et Impe, 2001). En effet, il ne considère pas les contraintes de cisaillement du sol, ni celles à l'interface sol-pieu, à cause du nombre limité de ressorts. Il s'agit donc d'un comportement linéaire seulement. Plusieurs chercheurs, dont Terzaghi (1955), ont approfondi ce modèle afin de le rendre plus réaliste. En effet, il a développé différents coefficients, k_s et k_h, selon le déplacement vertical ou horizontal de la fondation. Le coefficient k_h s'applique davantage aux fondations profondes et dépend du milieu adjacent, relié au module de réaction E_s (Terzaghi, 1955).

McClelland et Focht (1958) ont plutôt développé une procédure afin de corréler les courbes contrainte-déformation triaxiales à des courbes charge-déformation. Cette corrélation permet de mieux décrire la relation entre les forces latérales exercées sur un pieu, p, et le déplacement horizontal engendré par celles-ci, y. La courbe obtenue est spécifique à la profondeur étudiée. La distribution des contraintes autour d'un pieu avant et après un chargement latéral joue un rôle important (voir figure 2.3). Avant le chargement (figure 2.3 (a)), les contraintes sont distribuées uniformément, normales au plan longitudinal de la fondation profonde. Le pieu étant déplacé d'une distance y et la force p augmentant progressivement pour éviter la rupture du sol, la distribution des contraintes devient similaire à celle représentée à la figure 2.3 (b). Le comportement non-linéaire du sol est donc dû à la différence de l'état de contraintes autour du pieu.

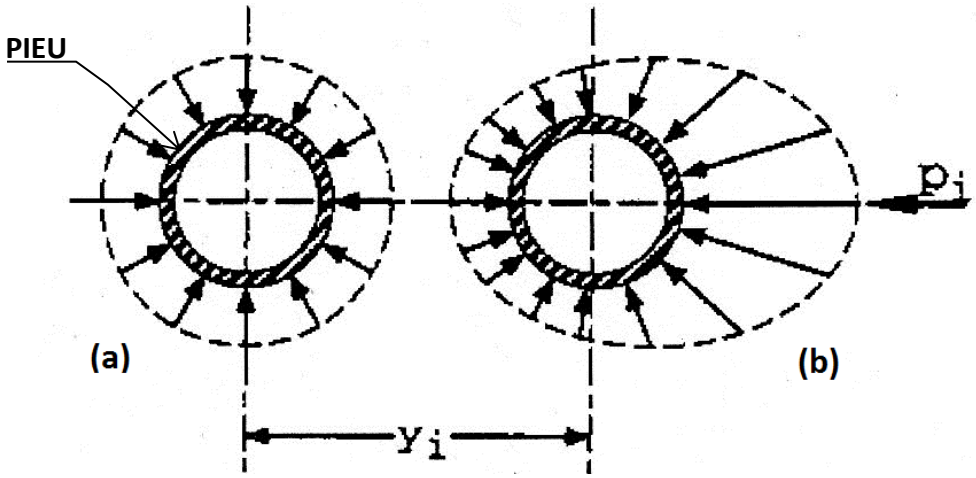


Figure 2.3 : Distribution des contraintes autour du pieu : a) avant et b) après le chargement latéral (tiré de Reese et Impe (2001))

La figure 2.4 présente un ensemble des courbes p-y déterminées sous un chargement statique en fonction de la profondeur. Puisque la rigidité du sol, pour un dépôt homogène, a tendance à augmenter avec la profondeur, la forme de ces courbes varie aussi en fonction de celle-ci.

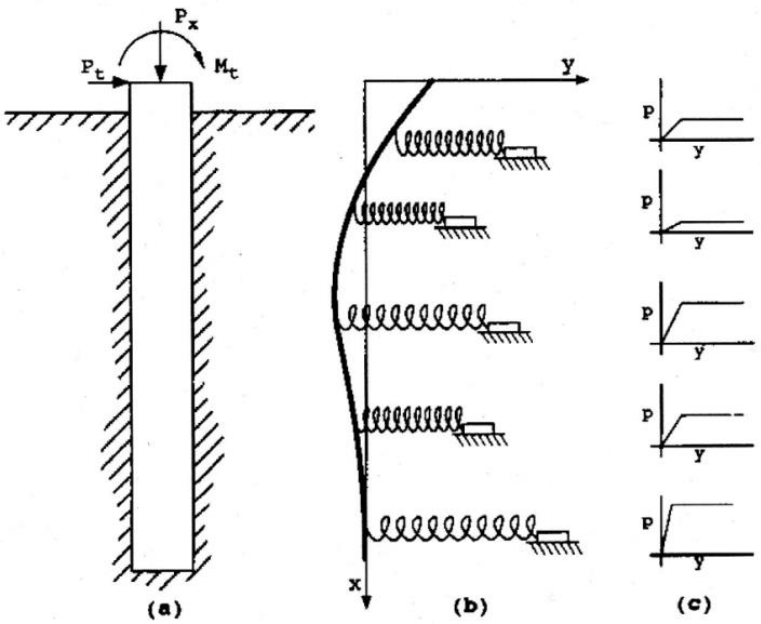


Figure 2.4 : Courbes p-y typiques, augmentation progressive de la rigidité en fonction de la profondeur (tiré de Reese et Impe (2001))

2.3.2 Méthodes des courbes de transfert de charges

Méthode du coefficient de réaction (Terzaghi, 1955)

Plusieurs modèles mathématiques et paramétriques utilisent le concept de coefficient de réaction, k_s (re, MCIF de la SCG (1994)). En effet, cette théorie est utilisée pour l'estimation des pressions de contact qu'un sol exerce sur une fondation. Dans le modèle de Winkler, où une poutre verticale sur une fondation élastique est schématisée, le coefficient de réaction horizontale du sol, k_h, représente la rigidité des ressorts, tel qu'illustré à la figure 2.5. Cette théorie ne s'applique que pour les chargements statiques tout en demeurant linéaire sur toute la profondeur. Elle n'a pas été étudiée pour les charges cycliques et dynamiques.

Les méthodes de dimensionnement basées sur le coefficient de réaction linéaire-élastique ont longtemps été recommandées par les agences gouvernementales (MTQ, DOT, FHWA) mais celles-ci tendent de plus en plus à être remplacées par les méthodes non linéaires (de type p-y).

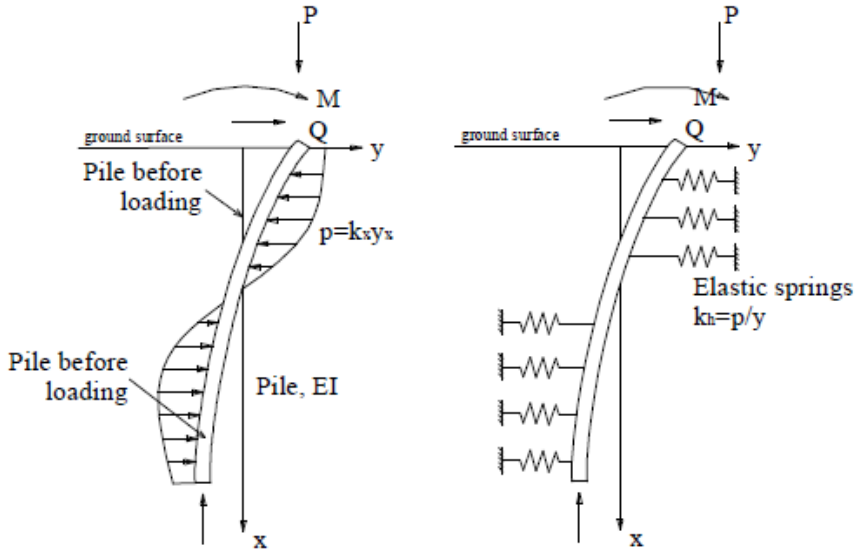


Figure 2.5 : Chargement latéral sur un pieu dans le sol (Tlustochowicz (2005))

Terzaghi (1955) propose une procédure afin d'évaluer le coefficient pour les sables et les argiles raides, tout en indiquant que les caractéristiques de déformation sont plus ou moins indépendantes de la profondeur. Il suggère un coefficient pour le module de réaction, k_{s1}, et obtient k_s pour les argiles avec l'équation suivante :

$$k_s = \frac{1}{1{,}5d}\bar{k}_{s1} \tag{2.1}$$

où d est la largeur ou diamètre du pieu. Les valeurs de k_{s1} sont indépendantes du diamètre du pieu, ce qui est conforme avec la théorie des petites déflexions. Le tableau 2-1 présente les valeurs du coefficient moyen $\bar{k}_{s1}$ proposées par Terzaghi (1955) pour les argiles raides.

Tableau 2-1 : Valeurs du coefficient moyen $\bar{k}_{s1}$ pour les argiles raides (adapté de Terzaghi 1955)

Consistance de l'argile	Raide	Très raide	Dure
Résistance au cisaillement non-drainée c_u (kPa)	50-100	100-200	>200
Coefficient moyen $\bar{k}_{s1}$ (MN/m^3)	17,3 - 34,6	34,6 – 69,3	>69,3

Dans une courbe p-y, la pente de l'élasticité linéaire est obtenue par le module de réaction du sol E_s. Les équations fondamentales des théories du module de réaction ont été obtenues par une simplification des relations entre la pression de contact et son déplacement engendré (Terzaghi 1955). Il est défini comme le rapport entre la réaction répartie sur le pieu, p (kN/m), et le déplacement y (m) engendré par l'application d'une charge (Terzaghi 1955), présenté par l'équation 2.2 :

$$E_s = \frac{p}{y} \tag{2.2}$$

Suite aux travaux de Terzaghi (1955), Davisson et Robinson (1965) ont établi que $E_s = 67 \cdot c_u$ pour tous les sols cohérents (Bowles, 1995), d'où la linéarité de la courbe p-y.

Méthode de McClelland & Focht (1958)

Le concept de courbe non linéaire p-y (défini comme le ratio entre la réaction du sol (p) et la déflexion du pieu (y)) pour les fondations profondes a été introduit par McClelland et Focht (1958) à partir des observations sur la variation du module de sol, E_s, Les études antérieures ont fait appel à plusieurs hypothèses quant à la variation de ce module selon la profondeur : est-ce que E_s est constant ou varie-t-il selon une fonction linéaire ou logarithmique avec la profondeur. Il a finalement été établi que E_s varie bel et bien avec la profondeur, mais est aussi influencé par la déformée du pieu.

En se basant sur des résultats obtenus de pieux instrumentés « grandeur réelle » chargés latéralement, McClelland et Focht (1958) ont voulu démontrer que le module de sol peut être obtenu à partir d'essais triaxiaux. Ils ont alors établi des corrélations entre les essais sur pieux et triaxiaux, d'où :

$$p=5{,}5\cdot d\Delta\sigma \tag{2.3}$$

$$y=0{,}5\cdot d\varepsilon \tag{2.4}$$

où d est la diamètre du pieu; $\Delta\sigma = (\sigma_1-\sigma_3)$ de la courbe contrainte-déformation; ε est la déformation unitaire du sol obtenue de la courbe contrainte-déformation.

Méthodes non linéaire p-y pour argile

Cette section présente la procédure générale utilisée pour obtenir les courbes p-y dans l'argile molle, pour les chargements statiques et cycliques, recommandée par Matlock (1970). La figure 2.6 présente la forme générale des courbes p-y normalisées pour chaque type de chargement étudié.

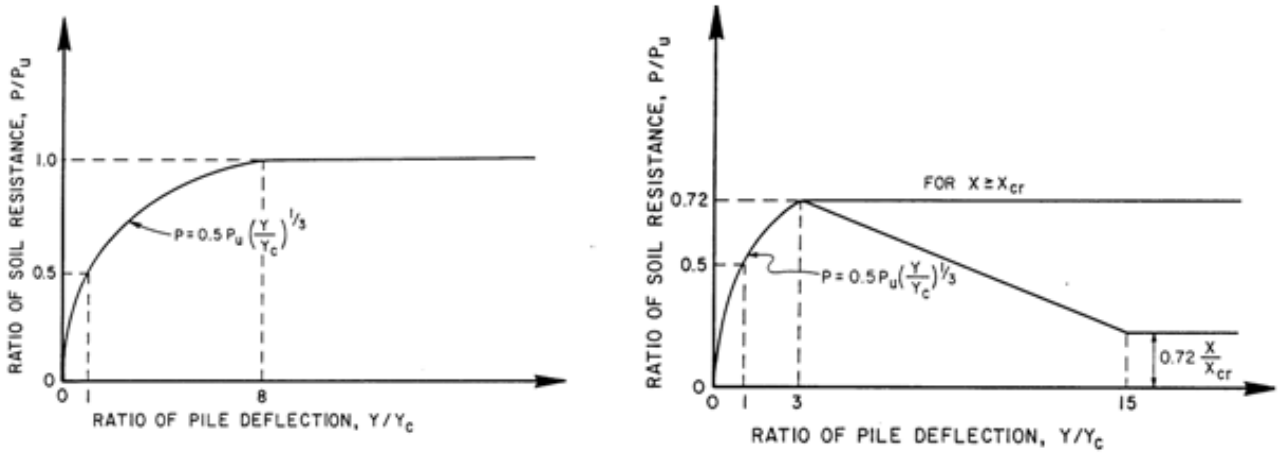


Figure 2.6 : Courbe p-y typique pour une argile molle : (a) chargement statique; (b) chargement cyclique (tiré de Matlock (1970))

Lorsqu'un pieu est chargé latéralement, la déflexion du pieu et la résistance du sol sont dépendantes l'une de l'autre. Des méthodes itératives sont nécessaires pour obtenir la relation de cette interaction (Matlock 1970).

Le calcul de la résistance ultime d'une argile molle se fait par les équations recommandées par Matlock (1970). La valeur retenue correspond à la plus petite des valeurs obtenues par les équations (2.5) et (2.6) suivantes :

$$p_{ult} = \left[3 + \frac{\gamma'}{c_u}z + \frac{J}{d}z\right]c_u d \tag{2.5}$$

$$p_{ult} = 9c_u d \tag{2.6}$$

où c_u est la résistance au cisaillement non-drainée (kPa) ; γ' est le poids volumique effectif (kN/m^3); z est la profondeur (m) à laquelle la courbe p-y est désirée ; d est le diamètre du pieu (m); J étant une constante établie par (Matlock 1970), égale à 0,5 pour une argile molle et 0,25 pour une argile à consistance moyenne ; p_{ult} est la charge ultime que peut supporter le massif de sol (kN/m). L'équation (2.6) découle de la théorie de Broms (1964).

Une fois p_{ult} calculée, il est possible d'obtenir une distribution de la charge appliquée, p, tout en faisant varier le déplacement y, et ce, selon l'équation suivante :

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5\left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{1/3} \tag{2.7}$$

où y_{50} (équivalent à y_c) est le déplacement pour lequel 50% de p_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation:

$$y_{50} = 2.5\epsilon_{50} d \tag{2.8}$$

où ε_{50} (équivalent à ε_c) est la déformation, à la moitié du déviateur maximal $(\sigma_1\text{-}\sigma_3)_{max}$, obtenue des courbes « contraintes-déformations » reliées au massif de sol étudié. Au-delà de $y = 8y_{50}$, la valeur de p demeure constante.

Dans le cas où les courbes « *contraintes-déformations* » ne sont pas disponibles, des valeurs moyennes ont été suggérées par Matlock (1970). Le tassement d'une semelle reposant sur une argile donnait un ratio E_s/c_u se situant entre 50 et 200, et dont l'écart de ε_{50} était entre 0,005 et 0,02. Ces résultats ont démontré que le tassement était plus petit lorsque le ratio E_s/c_u était de l'ordre de 200, comparativement à celui dont le ratio était autour de 50. Ainsi Matlock (1970) propose des valeurs de déformations se situant entre $0{,}005 < \varepsilon_{50} < 0{,}020$. La plus petite valeur est reliée aux argiles sensibles, tandis que la plus élevée est spécifique aux sols remaniés ou sédiments non-consolidés. Une valeur intermédiaire de 0,01 est proposée pour les autres types de sol. Par ailleurs, Reese et al. (2006) ont suggéré les valeurs de ε_{50} présentées au tableau 2-2.

Tableau 2-2 : Valeurs représentatives de ε_{50} (d'après Reese et al. (2006))

Consistance de l'argile	**c_u (kPa)**	**ε_{50}**
Très molle	>12	0,02
Molle	12-24	0,02
Moyenne	24-48	0,01
Raide	48-96	0,006
Très raide	96-192	0,005
Dure	<192	0,004

Cas d'un chargement cyclique :

En supposant la cohésion non drainée et le poids volumique du sol constant dans sa partie supérieure, les équations 2.5 et 2.6 sont résolues simultanément afin de déterminer la profondeur de transition ($z = z_r$), qui s'écrit comme suit :

$$z_r = \frac{6c_u d}{(\gamma' d + Jc_u)} \tag{2.9}$$

Si la profondeur à laquelle la courbe p-y désirée est plus grande ou égale à z_r, alors p est égal à $0{,}72p_{ult}$ pour toutes valeurs de y supérieures à $3y_{50}$. Par contre, si la profondeur est inférieure à z_r, alors la valeur de p diminue à partir de $0{,}72p_{ult}$, à $y = 3y_{50}$, jusqu'à la valeur donnée par l'expression suivante, à $y = 15y_{50}$.

$$p = 0{,}72 \cdot p_{ult}\left(\frac{z}{z_r}\right) \tag{2.10}$$

La valeur de p demeure constante au-delà de $y = 15 \cdot y_{50}$.

Méthodes non linéaire p-y pour sable (Reese et al., 1974)

La figure 2.7 ci-dessous présente la forme de la courbe p-y pour les sables (Reese et Van Impe, 2001). Ce modèle a d'abord proposée par Reese et al. (1974). La mise en œuvre de ce modèle requiert l'angle de frottement interne, ϕ', ainsi que le poids volumique déjaugé γ' (sous la nappe phréatique) et le poids volumique total γ_t (au-dessus de la nappe phréatique).

La courbe p-y pour les sables se divise en 3 parties :

- La partie linéaire initiale jusqu'au point 'k'
- La résistance ultime p_{ult}, au point 'u';
- La zone de transition entre les points 'k' et 'u'

Les coordonnées du point 'u' sont y = 3b/80, et p = p_{ult}, où b est la largeur du pieu. La zone de transition 'u'-'k' se divise en deux parties: une parabole entre les points 'k' et 'm' et une ligne droite entre les points 'm' et 'u'. Les coordonnées du point 'm' sont y = b/60 et p = p_m. On consultera les abaques de Reese et Van impe (2001) pour obtenir les expressions pour p_{ult} et p_m. Les valeurs de k_{py} dépendent de la compacité du sable et du degré de saturation (Reese et Van impe, 2001). Ainsi, pour un sable saturé k_{py} varie entre 5,4 MN/m^3, si la compacité est faible, et 34 MN/m^3, si la compacité est dense. Au-dessus de la nappe phréatique, k_{py} varie entre 6,1 MN/m^3 (compacité lâche) et 61 MN/m^3 (compacité dense).

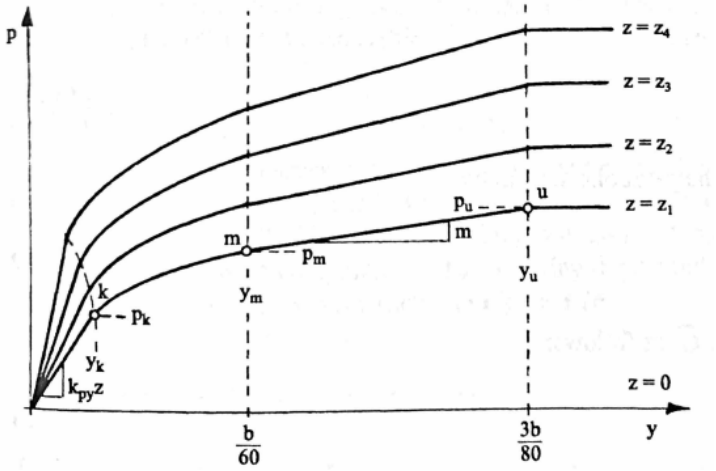


Figure 2.7 : Courbe p-y pour les sables (tiré de Reese et Van Impe, 2001)

2.3.3 Méthodes empiriques (Broms, 1964a et b)

Broms (1964 a et b) élabore des méthodes applicables à l'évaluation de la capacité latérale ultime des pieux dans les sols cohérents et pulvérulents. Il considère la rupture de la fondation lors de la plastification du sol ou du pieu. Seuls les sols cohérents sont présentés dans cette section. Ce modèle est aussi utilisé par le MTQ (MTQ, 2006). Il fournit directement la résistance ultime du sol par l'intermédiaire d'équations et d'abaques. Cette résistance est fonction de la résistance au cisaillement non drainé (c_u), du diamètre du pieu et de sa profondeur d'enfoncement dans le sol. Par ailleurs, la méthode de Broms (1964) ignore toutes charges axiales sur le pieu et s'applique à des profils géotechniques uniformes.

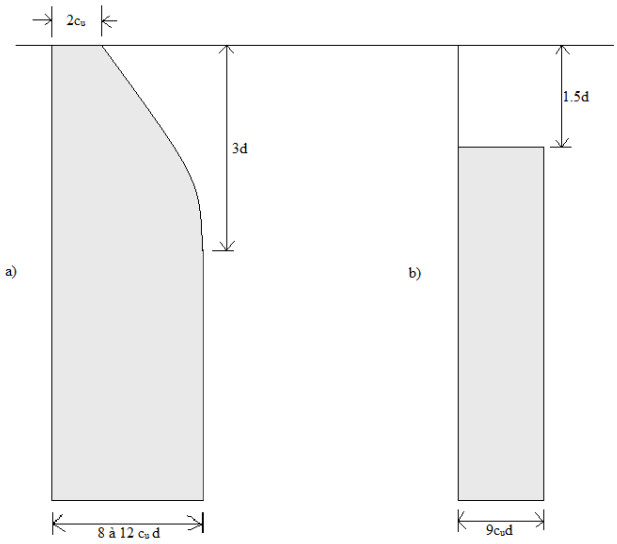
Plusieurs études ont été réalisées afin de déterminer la résistance latérale ultime d'un massif de sol. Selon les données recueillies par différents chercheurs, tels Brinch-Hansen (1948) et Reese (1958), la distribution de la résistance latérale passe de $2 \cdot c_u$ en surface, à 8 à $12 \cdot c_u$ à une profondeur d'environ 3d (voir figure 2.7 (a)). Broms (1964) suggère une distribution simplifiée et uniforme : de la surface du sol jusqu'à une profondeur de 1,5d, la résistance latérale est nulle, pour ensuite demeurer constante à $9 \cdot c_u$ (voir figure 2.7 (b)). La simplification de la résistance nulle jusqu'à une profondeur de $1,5 \cdot d$ provient du fait que dans cette zone le sol se déplace vers le haut.

De plus, Skempton (1951) a déterminé que la contrainte à la rupture pour une semelle atteint une valeur maximale de $9 \cdot c_u$. Ainsi, si la même valeur est appliquée à un pieu chargé latéralement dans une argile saturée, p_{ult} devient $9 \cdot c_{ud}$.

Broms (1964) précise que la résistance latérale maximale des pieux courts est régie par la résistance ultime latérale du sol environnant, tandis que les pieux longs le sont par leur propre résistance. Des équations ont été développées pour déterminer la résistance latérale ultime du sol et son déplacement engendré à la surface du sol. Ces équations sont présentées au tableau 2-3.

Dans le tableau 2-3, D est la profondeur d'enfoncement du pieu (ou fiche) dans le sol. Les variables f et g sont déterminées selon la profondeur à laquelle le moment maximal est atteint, tel qu'illustré à la figure 2.8. Le coefficient k_α est obtenu de l'équation $k_\infty = \alpha \cdot K_o / d$, où $K_0 = 80 \cdot q_u$ et α varie selon le matériau du pieu et de la résistance en compression non-confinée, q_u, dont les valeurs sont présentées au tableau 2-4.

La valeur de p_{ult} peut aussi est prise directement des abaques (voir figure 2.10). Dans le cas des pieux considérés comme courts, p_{ult} est fonction de la longueur totale du pieu et de son diamètre. À la figure 2.8 (b) sont présentées les corrélations pour les pieux longs ($\beta L > 2.25$), où p_{ult} est plutôt fonction du moment résistant du pieu (M_{yield}) et de son diamètre.



(a) (b)

Figure 2.8 : Distribution de la résistance latérale selon Broms (1964) : (a) études antérieures; (b) supposée par Broms (1964)

Tableau 2-3 : Résistance latérale ultime et déplacement engendré, en fonction du type de pieu et des conditions limites (d'après Broms, 1964))

Type de pieu	Condition en tête de pieu	Capacité latérale ultime	Déplacement à la surface du sol	Conditions d'application pour y
Court	Libre	$p_{ult} = 9c_u df$ $M_{max}^{pos} = p(e + 1{,}5d + 0{,}5f)$ $M_{max}^{pos} = 2{,}25c_u dg^2$ où D = (1,5d + f + g)	$y = \frac{4P\left(1 + 1{,}5\frac{e}{D}\right)}{k_h dD}$	βD < 1,5
	Fixe	$p_{ult} = 9c_u d(D - 1{,}5d)$ $M_{max}^{pos} = p_{ult}(0{,}5D + 0{,}75d))$	$y = \frac{P}{k_h dD}$	βD < 0,5
Long	Libre	$p_{ult} = \frac{M_{yield}}{(e + 1{,}5D + 0{,}5f)}$	$y = \frac{2P\beta(e\beta + 1)}{k_\alpha d}$	βD > 2,5
	Fixe	$p_{ult} = \frac{2M_{yield}}{(1{,}5d + 0{,}5f)}$	$y = \frac{P\beta}{k_\alpha d}$	βD > 1,5

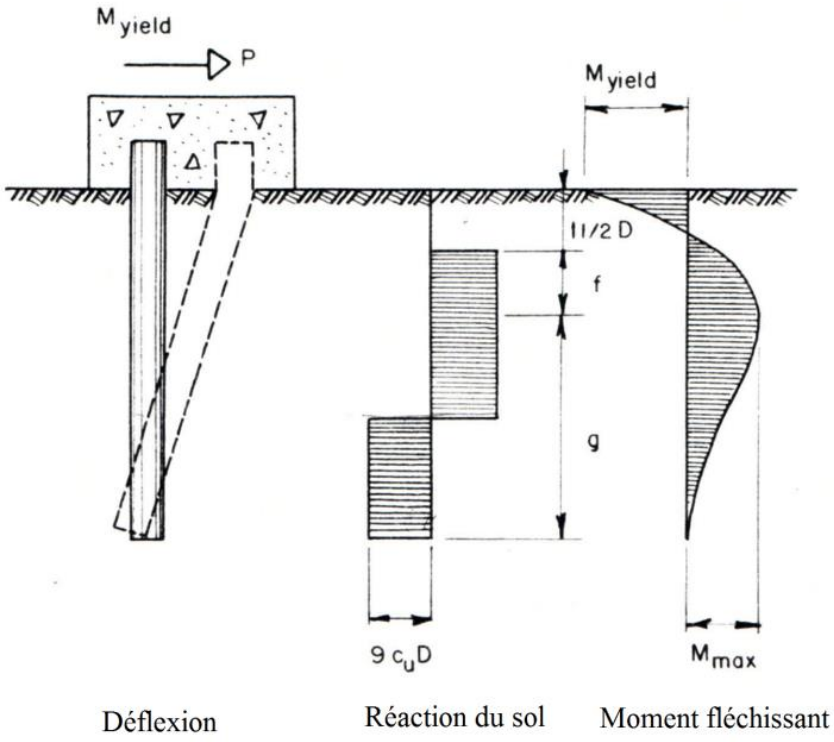


Figure 2.9 : Schéma de la réaction du sol et des moments induits dans le pieu lors de l'application d'une charge latérale (tiré de Broms (1964))

Tableau 2-4 : Valeur du coefficient α (d'après Broms, 1964)

$\alpha = n_1 \cdot n_2$			
Résistance en compression non-confinée q_u (kPa)	**Coefficient n_1**	**Matériau du pieu**	**Coefficient n_2**
<48	0,32	Acier	1,00
48<q_u<192	0,36	Béton	1,15
>192	0,40	Bois	1,30

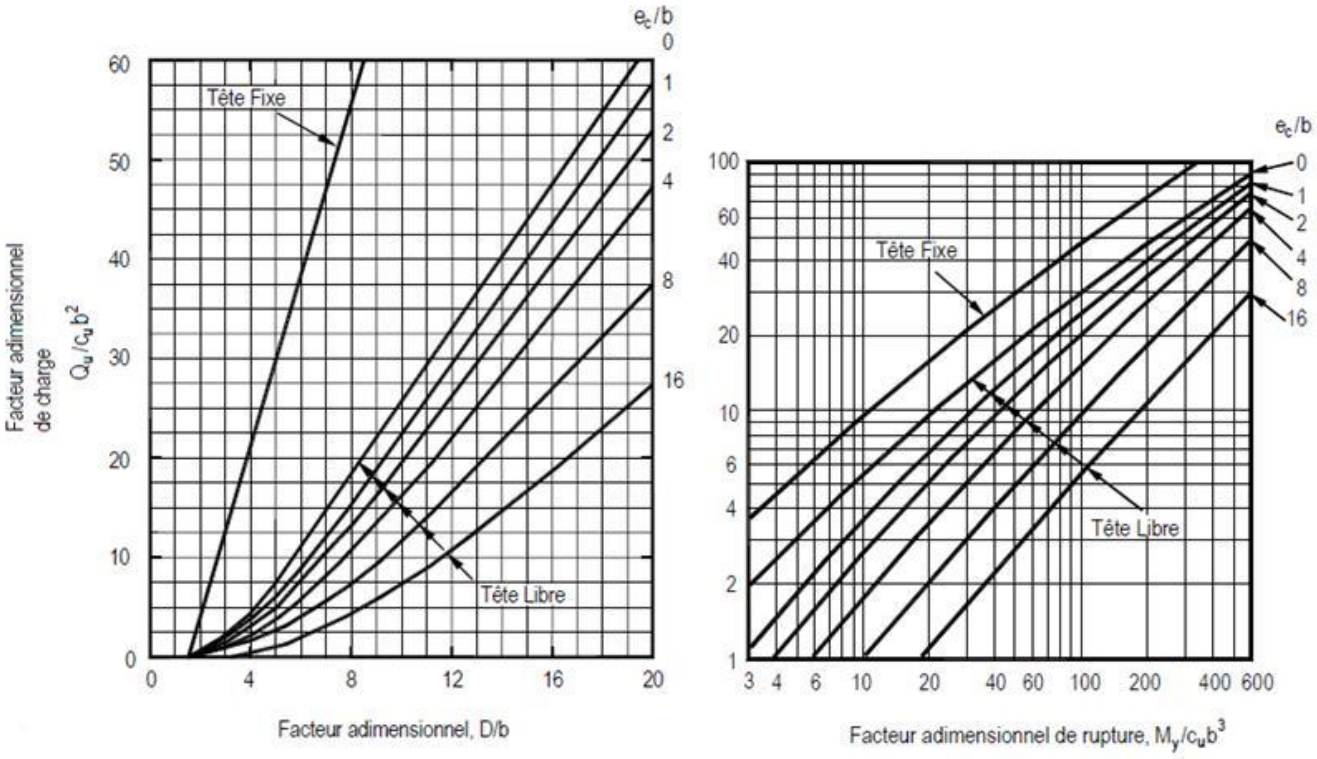


Figure 2.10 : Résistance latérale ultime dans les sols cohésifs : (a) pour les pieux courts; (b) pour les pieux longs (adaptée de Broms, 1964 par le MTQ, révision avril 2006)

2.3.4 Normes et guides de pratique

Recommandations de la norme CSA-S6-06 - Code canadien sur le calcul des ponts routiers

Comme mentionné précédemment, le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (norme CAN/CSA-S6-06) fait référence à l'interaction sol-structure, mais sans approfondir le sujet : « Lorsque les pouvoirs de réglementation le jugent approprié, on doit évaluer l'interaction induite par les charges sismiques entre le sol et les unités de fondation » (CSA, 2006). Seule la section 6.8.7.3 traite de la flexion latérale d'un pieu et indique qu'il est important de « tenir compte de la résistance que développe le sol lorsque le pieu fléchit latéralement » (CSA, 2006). Dans ce cas-ci, les paramètres géotechniques ne sont pas pondérés et le pieu est « modélisé comme une poutre-poteau reposant sur des ressorts équivalents à la réaction passive répartie le long du fût » (CSA, 2006). Cette méthode permet d'obtenir un rapport résistance-déplacement linéaire ou non-linéaire et tient compte du type de pieu ainsi que des caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Ce sont les seules recommandations faites par le CSA (2006) par rapport à la méthode p-y.

Recommandations du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF) (SCG, 2006)

Il s'agit d'une publication de la Société Canadienne de Géotechnique, parue pour la première fois en 1978. Dans le manuel (4^{e} édition), la section portant sur la conception des fondations profondes (chapitre 18) se divise en plusieurs sous-sections, telles la capacité axiale des pieux avec le tassement engendré du sol, ainsi que la capacité et le mouvement latéral des pieux appuyés et ancrés au roc.

La section traitant de la capacité latérale d'un sol propose trois méthodes de conception; la méthode de Broms (1964), la méthode du pressiomètre (Menard, 1962) et, enfin, la méthode des déflexions latérales du pieu, c'est-à-dire les courbes p-y. Cette dernière est davantage expliquée, comparativement aux deux autres, mais de façon tout de même très limitée. En effet, la norme présente la procédure générale pour obtenir les courbes p-y d'un sol argileux, se référant aux équations proposées par Matlock (1970) et Bhushan et al. (1979), ainsi qu'à celles pour les sables, selon les critères de Bhushan et Haley (1980) et Bhushan et al. (1981).

2.4 SYNTHÈSE DES PRINCIPAUX TRAVAUX DE RECHERCHE SUR LA MÉTHODE P-Y

Une synthèse des principaux travaux relatifs au développement de la méthode p-y est présentée au tableau 2-4, pour les sols cohérents et pulvérulents.

Les premières courbes p-y obtenues par des essais en laboratoire ont été réalisées par Matlock (1970), afin de bien comprendre le comportement des fondations profondes soumises à des charges latérales. Par la suite, Matlock (1970) étudie trois conditions de chargements : statique de courte durée, cyclique et post-cyclique. Il fait un parallèle entre des essais « grandeur réelle » réalisés sur des argiles naturellement consolidées ou légèrement surconsolidées et des essais en laboratoire. Les équations théoriques introduites par McClelland & Focht (1958) sont ensuite approfondies par Matlock (1970), permettant d'obtenir des courbes p-y typiques aux argiles, qui sont encore aujourd'hui utilisées dans la pratique.

D'autres études ont ensuite été réalisées pour valider ces équations, ainsi que pour développer l'analyse sur les sols pulvérulents, tel que présente le tableau 2-5.

Tableau 2-5 : Synthèse des recherches contribuant au développement de la méthode p-y (adaptée de Mayoral, 2002)

RÉFÉRENCES	DESCRIPTION
Winkler (1867)	Introduit l'idée du système « poutre élastique-ressorts » équivalent à un pieu chargé latéralement
Terzaghi (1955)	Introduit le module de réaction k_s
McClelland et Focht (1958)	Considérés comme les auteurs de la méthode p-y pour l'analyse de pieux chargés latéralement
Matlock (1970)	Introduit la méthodologie pour l'essai *pot-test*
Matlock (1970)	Propose les courbes p-y pour les pieux soumis à des charges statiques et cycliques dans les argiles molles
Reese et al. (1974)	Recommandent une méthode pour le développement de courbes p-y dans les sables, en conditions statique et dynamique
Kim et Brungrader (1976)	Réalisent des essais de chargements latéraux « grandeur réelle » sur des groupes de pieux
Matlock et al. (1978)	Simulent le comportement latéral d'un pieu soumis à un tremblement de terre
Allen et Reese (1980)	Réalisent des essais à petite échelle pour la détermination de courbes p-y à travers différentes couches de sol
Evans et Duncan (1982)	Développent une méthode qui analyse le comportement non-linéaire d'un pieu chargé latéralement
Kramer (1988)	Développe des courbes p-y spécifiques à un sol pour l'analyse du comportement latéral d'un pieu
Meymand (1998)	Compare les courbes p-y expérimentales avec celle développées par les recommandations de l'API
Lok (1999)	Effectue une série d'essai *pot-test* dans une argile artificielle molle, étudiant les effets du diamètre du pieu et de la profondeur d'enfoncement du pieu
Mokwa et al. (2001)	Comparent les déplacements obtenus avec des essais sur le terrain à ceux calculés avec *LPile Plus 3.0*
Rollins et al. (2003)	Réalisent des essais de chargements latéraux statiques et dynamiques sur des groupes de pieux « grandeur réelle »

2.5 RECOMMANDATIONS DES COURBES P-Y POUR LES SOLS DU QUÉBEC

2.5.1 Synthèse des résultats

Les recommandations sont basées sur les travaux de Picard (2012) qui s'appuient sur des essais sur modèles réduits de sol intact en laboratoire et sur des évaluations numériques. Les conclusions devront être confirmées éventuellement par un programme d'essais en pleine grandeur. Les essais cycliques sur modèles réduits de pieux seront discutés au chapitre cinq.

2.5.2 Sols argileux

Au total, quatre modèles théoriques (Terzaghi (1955), Broms (1964), Matlock (1970) et Boulanger (1999) ont été utilisés par Picard (2012) pour étudier l'évolution des courbes p-y. Les résultats sur modèle réduit en laboratoire de pieu enfiché dans une argile sensible intacte ont montré que le modèle p-y non linéaire de Matlock (1970) est le plus adéquat pour reproduire les comportements observés. En effet, il est possible d'obtenir la résistance latérale ultime du sol correspondant au déplacement atteint, ce que la méthode de Broms (1964) ne fournit pas. Les résistances ultimes obtenues des calculs de Matlock (1970) sont équivalentes à 110% de celles de l'essai *pot-test*. La réalisation d'essais pleine grandeur permettra éventuellement de fournir les résultats qui serviront à proposer des ajustements au modèle de Matlock pour l'adapter aux sols du Québec.

Le modèle de Matlock (1970) est intégré dans le logiciel LPILE (Ensoft, 2011) dont l'utilisation est largement répandue dans la pratique. Une étude paramétrique comparative effectuée avec les modèles de Matlock et Broms sur le site de Louiseville (Picard, 2012) a confirmé le fait que le modèle le plus adéquat pour l'étude du dimensionnement des fondations profondes est, en première évaluation, celui de Matlock (1970). Il permet l'analyse à l'état ultime, la prise en compte de la variation des propriétés du dépôt de sol, une meilleure évaluation de la réaction du sol et par le fait même, l'obtention de courbes p-y sur toute la profondeur du pieu. Des courbes p-y basées sur le modèle de Matlock ont été présentées aux figures 2.6a et 2.6b pour les charges statiques et cycliques, respectivement.

2.5.3 Sable

Aucun programme d'essai expérimental n'a été effectué sur les sables dans le cadre de ce projet. Pour les dépôts de sable uniforme, il a été assumé que, les recommandations de Reese et Van Impe

(2001) restent toujours valables, les sables ne développant pas de phénomènes particuliers de structuration ou de cimentation. Au Québec, il est à noter que l'on retrouve fréquemment des dépôts de sable formés dans des faciès fluvio-glaciaire pour lesquels la structure hétérogène et la granulométrie souvent plus étalée rend la détermination des paramètres du modèle p-y plus délicate. Des courbes p-y typiques pour sable selon Reese sont présentées à figure 2.7.

CHAPITRE TROIS

COMPORTEMENT SISMIQUE DES FONDATIONS :

VUE D'ENSEMBLE ET PROGRAMME D'ANALYSE

CHAPITRE 3

3 COMPORTEMENT SISMIQUE DES FONDATIONS : VUE D'ENSEMBLE ET PROGRAMME D'ANALYSE

3.1 INTRODUCTION

Couramment utilisée dans la pratique comme outil de dimensionnement des fondations profondes, la méthode p-y appliquées aux sols québécois a souvent donné des résultats difficiles à interpréter. En effet, les courbes p-y utilisées dans la pratique ont été élaborées pour des sites spécifiques, basés sur plusieurs essais expérimentaux effectués sur des dépôts particuliers. L'ingénieur est donc en droit de se questionner sur la validité de ces courbes lors de leur application à un autre site et de surcroit à une argile sensible de l'Est du Canada ou à un dépôt fluvio-glaciaire. Initialement développée pour des chargements latéraux statiques, cette méthode a vu son application élargie pour couvrir les cas de chargement latéral cyclique, et même sismique. Cependant, les courbes p-y actuellement disponibles n'ont pas été développées pour des chargements sismiques. Elles ne prennent pas en compte la variation des propriétés du sol en fonction de la variation du chargement sismique dans le temps.

Ce chapitre débute, à la section 3.2, par une revue de l'état des connaissances sur la performance sismique des fondations profondes. Il se poursuit, à la section 3.3, par une revue des méthodes d'analyse. Le programme de simulation numérique et les sites retenus pour les analyses sont décrits à la section 3.4. Les paramètres du mouvement sismique pour les deux sites retenus et les signaux sismiques développés pour les calculs dynamiques font l'objet du chapitre cinq.

3.2 REVUE DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS PROFONDES LORS DES SÉISMES

La performance des fondations profondes soumises aux événements sismiques a fait l'objet de nombreuses observations depuis les 40 dernières années. Les dommages causés aux fondations profondes, notamment suite à la liquéfaction du sol en Alaska (1964) et à Niigata (1964), ont été parmi les premiers cas d'endommagement répertoriés dans la littérature (Mizuno, 1987; Scott, 1965). Mizuno (1987) présente une synthèse des dommages relevés lors de grands séismes japonais (Niigata (1964), Tokachi-Oki (1968) et Miyagiken-Oki (1978), Urakawa (1983)). Par la suite, d'autres cas d'endommagement ont été rapportés dans la littérature, suite aux séismes de Mexico (1985), Loma Prieta (1989) et principalement Kobe (1995). Des cas de mauvaise performance de fondations

profondes se trouvent dans les travaux de (Bobet A. , 2001; Budkowska et Priyanto, 2003; Finn et al., 1996; Ishihara, 1997; Iwasaki, 1990; Mendoza et Auvinet, 1988; Tokimatsu et al., 1996; Tokimatsu et al., 1998). Wilson (1998) affirme qu'une bonne performance sismique s'observe pour des cas de fondations sur pieux dans les sols raides alors que la performance des pieux dans les sols mous ou liquéfiables s'avère variable. D'autre part, Bobet et al. (2001) rapportent que les pieux en acier performent mieux que les pieux en béton.

Bobet et al. (2001) ont présenté une synthèse des cas d'endommagements de fondations sur pieux observés durant de grands tremblements. Le tableau 3.1 reprend cette synthèse en présentant les cas d'endommagements dans des profils géotechniques impliquant des couches de sols cohérents. Cette compilation dégage la typologie suivante des modes d'endommagement :

1. Rupture à la hauteur de la tête du pieu
2. Rupture par enfoncement du pieu
3. Rupture par flambement
4. Rupture par cisaillement
5. Rupture par tension
6. Rupture par flexion

Ces types des dommages, conduisant à des fissures, des déplacements latéraux ou bien des ruptures, restent généralement localisés sur une ou plusieurs des parties suivantes du pieu :

1. À la hauteur de la tête du pieu, où l'on rencontre le moment renversant maximal et les forces de cisaillement maximales
2. À la hauteur de l'interface des couches de sol avec un contraste important de rigidité
3. Entre couches de sol liquéfiable et non liquéfiable
4. À la hauteur du deuxième moment de flexion (en magnitude)
5. Dans les sections où la densité de l'acier de renforcement est réduite (Dyvik et al., 1991)

Par ailleurs, l'étude de ces types d'endommagements permet d'établir quatre causes principales :

1. Force d'inertie de la structure
2. Déformation imposée par la réponse à l'événement sismique
3. Liquéfaction du sol
4. Déplacement latéral du sol

Tableau 3-1 : Résumé des cas d'endommagements de pieux dus à un événement sismique (adapté de Bobet, 2001*) RC : pieu en béton armé, PC : pieu en béton précontraint PHC : pieu en béton précontraint de haute résistance AC : pieu en béton autoclavé; δ_L = déplacements latéraux*

CAS	Pieux	STRUC	D. (m)	L (m)	sols	APS	dommage	cause
Niigata, 1964	RC Préfab	Pont	0.6	10	Argile (0-10m) Sable moyen (>10m)	0.16g-0.19g	Fissures;Rupture; Acier exposé	Liquéfaction sismique
Hotel Niigata, 1964	RC Préfab	Bâtiment	0.35	?	Sable silteux lâche (0-6m) Sable lâche (6-12m) Sable moyen dense (>12m)	0.16g-0.19g	Fissures horiz & obliques	Liquéfaction δ_L
Niigata, 1964	PC	Bâtiment 2 étages	0.3	10	Argile (0-10m) Sable moyen (>10m)	0.16g-0.19g	Fissures Rupture à la tête Acier exposé	Liquéfaction Tremblement de terre
Tokachi-Oki, 1968	RC Préfab	Pont	0.4	19-32m	Sols cohésifs mous (0-10 m) Sol dense en prof.	0.23g	Fissures horizontales	δ_L sol cohérent
Mexico, 1985	RC Pieu foré (carré)	Bâtiment 16 étages	0.3x 0.4	36	silt (0-2.5m) argile (2.5-32.5m) sable (>32.5m)	0.2g	Rupture à la tête Exposition de l'acier	Réponse du sol Forces d'inertie
Mexico, 1985	RC Préfab	Bâtiment 8 étages	0.4	22	silt (0-2.7m) argile (2.7-33.5m) sable dense (>33.5m)	0.2g	Renversement, les pieux ont été retirés	Réponse du sol Forces d'inertie
Miyagiken-Oki, 1978	PC	Bâtiment 3 étages	0.25 à 50m	5	argile (0-4.5m) sable dense (>4.5m)	0.3g	Fissures horizontales	Réponse du sol
Miyagiken-Oki, 1978	AC	Bâtiment 11 étages	--	--	argile (0-4.5m) sable dense (>4.5m)	0.3g	Rupture à la tête Exposition de l'acier	Réponse du sol Forces d'inertie
Loma Prieta, 1989	RC ciment coulé	Pont	0.38	--	sols cohésifs mous	0.2-0.25g	Rupture Fissures profondes	Réponse du sol δ_L
Kobe, 1995	RC ciment coulé	Viaduc	1.5	34	remblai (0-20m) silt-sable silteux (20-27m) gravier-sable (>27m)	0.33g	Compactage horizontal Fissures obliques	Liquéfaction δ_L
Port Island, Kobe, 1995	PC	Bâtiment de quatre étages	0.4	30	remblai (0-18m) silt (18-25m) gravier-Sable dense (>25m)	0.35g	Fléchissement et fissures de cisaillement Rupture à la tête	Liquéfaction δ_L
Ashiyihama Kobe, 1995	PC	École -	-	30	sable (0-15m) argile (15-20m) sable gravuleux (>20m)	0.33g	Fissures horizontales	Liquéfaction δ_L
Ashiyihama, Kobe, 1995	PHC	École	0.45	32	sable (0-15m) argile(15-20m) sable graveleux (>20m)	0.33g	Fissures à 8m Rupture à 16m	Liquéfaction δ_L
Mikagehama Island, Kobe, 1995	RC Préfab	Réservoir LPG	0.3	20	remblai (0-17m) argile sableux (17m-8m) sable (>18m)	0.33g	Compactage Fissures à 5-10m	Liquéfaction δ_L

Fondations profondes dans des sols fins

Des dommages aux fondations profondes dans des sols fins ont été notamment observés à Mexico (1985), Loma Prieta (1989) et Turquie (1999). L'expérience acquise, notamment à Mexico (1985), a permis de constater que l'interaction sol-fondation et le type de fondation ont fortement influencé la réponse dynamique des structures (Resendiz et Roesset, 1986). Également, une amplification des ondes sismiques par les dépôts sédimentaires fut relevée. En effet, lors de ce séisme, 90 % des structures présentant une performance inadéquate étaient fondées sur les dépôts d'argile lacustre, où l'épaisseur varie de 39 à 50 m (1986). D'après (Mendoza et Prince, 1986), 13 % des dommages ont été attribué à l'inadéquate performance des fondations. De plus, environ 13.5 % de bâtiments entre 9 et 12 étages, la plupart reposant sur des fondations sur pieux flottants, ont été très sévèrement endommagés.

D'après Mendoza et Auvinet (1988), la réponse dynamique de pieux en frottement (flottants) diffère de celle des pieux portants en pointe. En général, la performance de ces derniers a été satisfaisante. On recense cependant quelques cas de pénétration de pieux dans la couche de support. Ce sont les pieux en frottement qui ont été les plus affectées par l'action du séisme. On a noté généralement des tassements différentiels soudains résultant en une inclinaison des bâtiments et une rupture de leurs pieux en frottement. Ceci s'explique par le rapprochement entre la période de vibration naturelle de la structure et la période du mouvement du sol, entrainant le développement d'un moment de renversement et d'une force de cisaillement amplifiée.

À notre connaissance, le comportement sismique de fondations profondes dans des argiles sensibles d'origine marine n'a fait l'objet d'aucune étude pleine grandeur approfondie.

3.3 REVUE DES MÉTHODES D'ANALYSE SISMIQUE DES FONDATIONS PROFONDES

3.3.1 Généralités

Les méthodes classiques de conception des fondations profondes prennent en considération l'action des charges axiales ou bien des charges latérales. Ces méthodes de calcul, pouvant être analytiques ou semi-empiriques, sont utilisées pour les conditions statiques. Elles supposent que le comportement du sol est isotrope et linéaire et le massif du sol uniforme.

Même si ces méthodes font l'objet de plusieurs développements, l'observation du comportement des fondations profondes existantes met en évidence leur relative performance. Ainsi, dans les dernières années, les méthodes dynamiques suscitent l'intérêt des géotechniciens car elles

proposent des modèles plus adéquats pour capter et reproduire, notamment, les principales caractéristiques du phénomène d'interaction sol-structure.

Les méthodes d'analyse peuvent être subdivisées en deux catégories. La première comprend un ensemble de méthodes fondées sur des modèles à ressorts d'interaction sol-fondation-structure (ou « ISFS »), du type linéaire et non linéaire, basés sur des variantes du modèle de la poutre de Winkler. La deuxième catégorie comprend les méthodes numériques par éléments finis ou différences finies qui considèrent le sol comme un milieu continu (Meymand, 1998).

Les méthodes physiques (basées sur des essais à la centrifugeuse sismique et à la table vibrante) se sont considérablement développées ces dernières années, notamment en relation avec le problème de la liquéfaction et des étalements latéraux en bordure des berges. Une brève revue de ces méthodes sera faite à la fin de la section 3.3.3 de ce chapitre.

3.3.2 Modèles linéaire et non linéaire de la poutre de Winkler

Plusieurs méthodes analytiques reposent sur l'approche de la poutre de Winkler pour représenter le phénomène d'interaction sol-fondation-structure ou «ISFS». Dans le modèle de Winkler, le pieu est représenté par une poutre sur laquelle se rattache différents ressorts indépendants, symbolisant le sol encaissant La rigidité des ressorts, simulant le sol, s'obtient par les courbes de charge-déformation ou courbes p-y, p étant la charge et y le déplacement latéral. Ces courbes s'obtiennent à partir d'essais expérimentaux, comme le *pot-test*, (Mcvay et Niruala, 2004; Meymand, 1998) ou bien analytiquement à partir des paramètres de résistance et de rigidité du sol (Badoni et Makris, 1996; Broms, 1964a; b).

La figure 3.1 illustre le modèle dynamique non linéaire de la poutre de Winkler-BNWF, appliqué par Wang, et al. (1998). Dans ce cas, la superstructure est modélisée par une masse concentrée et les couches de sols par deux ressorts dont un en parallèle avec un amortisseur apportant une composante non linéaire. Notons que dans cette représentation, le sol est modélisé par une colonne, attachée à la poutre grâce au système de ressorts- amortisseur.

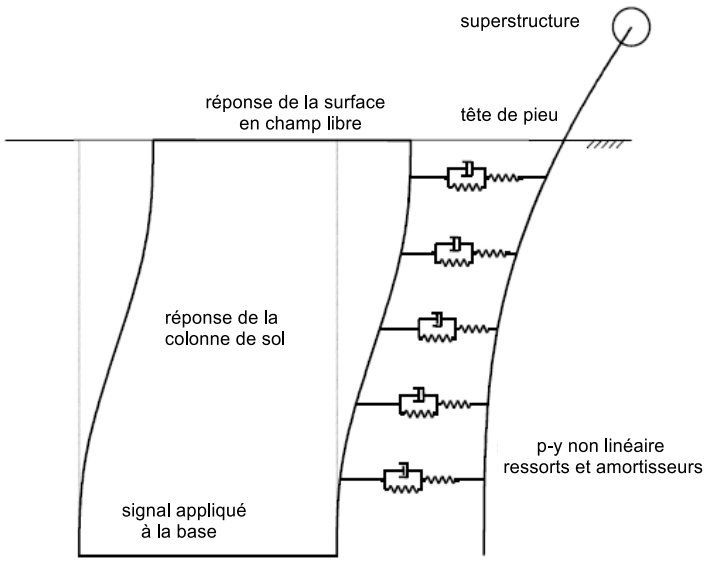


Figure 3.1 : Schéma de la poutre sur fondation non linéaire de Winkler (BNWF) (adapté de Wang et al., 1998)

Des systèmes ressorts-amortisseurs différents ont été appliqués dans le cas de pieux soumis à des charges dynamiques latérales au niveau de la tête. Novak et Sheta (1980) ainsi que Nogami *et al.* (1992) évaluent ces systèmes et concluent que le sol se divise en deux zones. La première zone se situe autour du corps du pieu, où l'interaction non linéaire sol-pieu se produit. Celle-ci est caractérisée par une déformation principalement plastique et un système de ressorts-amortisseurs posés en parallèle la symbolise. Ce système est linéaire visqueux élastique, c'est-à-dire que l'amortisseur représente les composantes visqueuses et hystérétiques du sol. La deuxième zone correspond à la zone éloignée du pieu où un comportement principalement élastique s'applique. Cette zone se modélise également par un système de ressorts - amortisseur, mais ce dernier considère les effets de la radiation d'amortissement du sol. Finalement, ces deux systèmes sont rassemblés en série. La figure 3.2 reprend la configuration du système ressort-amortisseur qui peut être utilisé pour la modélisation de la réponse dynamique des fondations profondes en accord avec le comportement du sol.

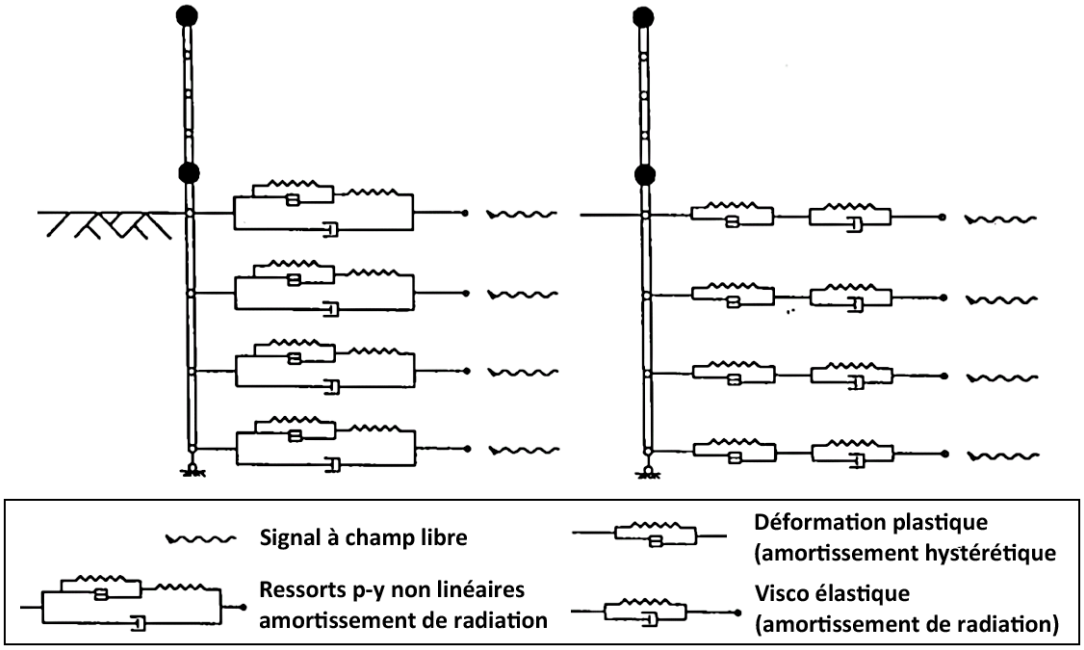


Figure 3.2 : Modèle sol-pieu-structure avec un système de ressort-amortisseur visqueux : a) en parallèle : b) en série (adapté de Boulanger et al., 1998)

Les paramètres à définir dans le modèle de poutre sur fondation non linéaire de Winkler « BNWF » sont les suivants: la rigidité des ressorts, le coefficient d'amortissement et la résistance ultime des ressorts. Cette dernière se traduit par la réaction latérale ultime du sol par unité de longueur du pieu.

Plusieurs modèles d'analyse de réponse de fondations sont basés sur l'approche BNWF semblables à Wang et al. (1998), parmi ceux-ci mentionnons:

- PAR (Pmb Engineering Inc., 1988)
- NONSPS (Kagawa, 1983)
- DRAIN-2D (Prakash *et al.*, 1993)

Boulanger *et al.* (1998) ont implanté également deux nouveaux éléments p-y dans le programme OpenSEES (Bray *et al.*, 1995) , développé à l'aide des éléments finis. Également, dans la littérature, on retrouve le programme SPASM 8 développé par (Matlock *et al.*, 1978). Ce programme permet d'étudier la réponse de pieux sous chargements statiques, cycliques et dynamiques. Matlock *et al.* (1978) utilisent le modèle d'interaction sol-fondation de la figure 3.3 :

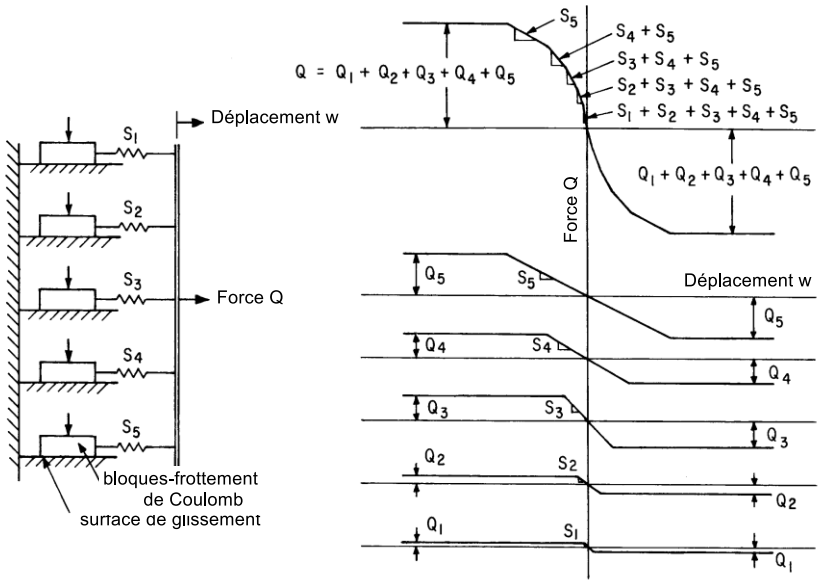


Figure 3.3 : Modèle non linéaire utilisé dans le programme SPASM (adapté de Matlock et al., 1978)

Ces programmes ont mis en évidence deux principaux problèmes lors d'analyses dynamiques à savoir la difficulté d'estimer la réponse du sol aux chargements dynamiques et l'incertitude de la représentation du phénomène sol-structure lors de sollicitations dynamiques. En considérant ces problèmes, il a été recommandé d'évaluer la fiabilité des résultats de modèles analytiques sur la base de comparaison avec des résultats expérimentaux. C'est pourquoi, la tendance actuelle privilégie le développement de modèles physiques (basés sur des essais) d'analyse de fondations afin de les adopter dans des nouvelles méthodes de calcul parasismique.

Courbes p-y pour sols cohérents

La méthode p-y a été initialement développée par McClelland et Focht (1958). Ils proposent une procédure afin de corréler des données de contrainte-déformation triaxiale sur une courbe de charge-déflexion d'un pieu à de faibles profondeurs, déterminant ainsi le module de réaction horizontal du sol, k_x.

La courbe p-y est une relation entre la résistance du sol, p, et le déplacement du sol, y, autour du corps d'un pieu chargé latéralement dont la figure 3.4 schématise le concept. Un chargement latéral au niveau de la tête du pieu produit un déplacement non linéaire du sol. Ce déplacement, dû à la différence de l'état de contraintes autour du pieu, varie en fonction de la profondeur du dépôt de sol.

L'essai *pot-test*, proposé par Matlock (1962), s'effectue en laboratoire sur des pieux chargés latéralement et permet de déterminer les courbes p-y pour des chargements latéraux statiques ou cycliques. La figure 3.5 présente une famille des courbes p-y, déterminées statiquement, pour des argiles molles en fonction de la profondeur. Notons que la forme de ces courbes varie en fonction de la profondeur. Ceci s'explique par le fait que la rigidité du sol a tendance à augmenter avec la profondeur. Les détails de la méthode p-y sont présentés par Reese et Impe (2001).

La figure 3.6 expose les courbes p-y proposées par Matlock (1970) pour des chargements latéraux, statiques et cycliques, de pieux installés dans des argiles. Les différents paramètres concernés dans ces courbes sont reliés par l'équation 3.1. Cette approche, recommandée par l'API (1993), est utilisée dans les programme COM624P (Reese *et al.*, 1984) et LPILE.

$$\boldsymbol{p = 0,5 p_u \left(y / y_c \right)^{0,33}} \qquad \textbf{(3.1)}$$

Avec :

- p est la résistance latérale de sol,
- $p_u = N_p c_u B$ la résistance ultime du sol,
- $N_p = 9$ le coefficient de résistance latérale ultime du sol,
- c_u la résistance au cisaillement non drainé du sol,
- B la longueur du pieu (Reese *et al.*, 2005),
- y le déplacement du pieu, $y_c = 2.5 \varepsilon_c D$ le déplacement critique du pieu,
- ε_c la déformation à la moitié du déviateur maximal dans un essai triaxiale UU,
- D le diamètre du pieu, x la profondeur du sol,
- x_{cr} la profondeur critique où la rupture par fluage survient.

La détermination des paramètres est présentée en détail par Reese et al. (2005). Les courbes p-y déterminées par Reese et al. (1975), également recommandées par l'API (1993), pour des pieux foncés dans des argiles raides sont présentées à la figure 3.7.

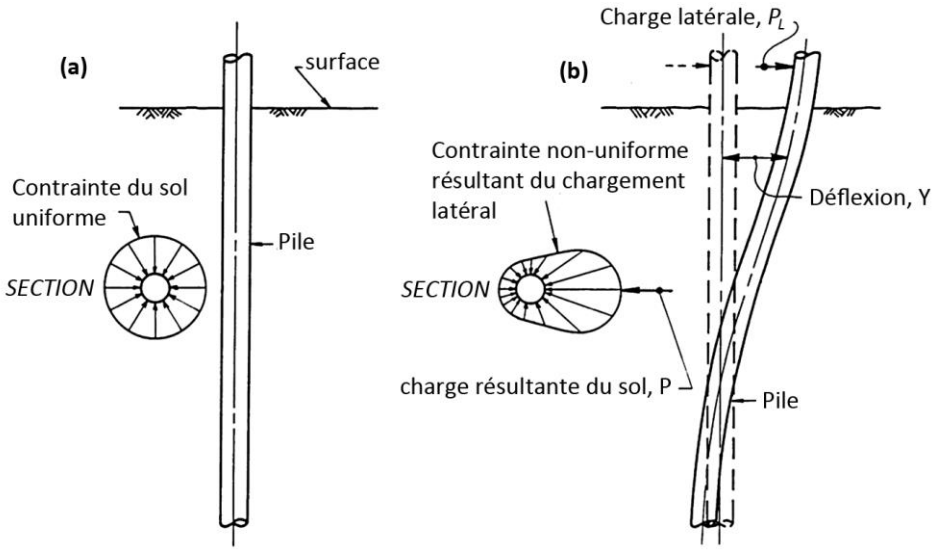


Figure 3.4 : Définition du concept p-y : (a) Pieu sans chargement; (b) Résistance du sol autour d'un pieu chargé latéralement (Cardenas Gomez, 2013)

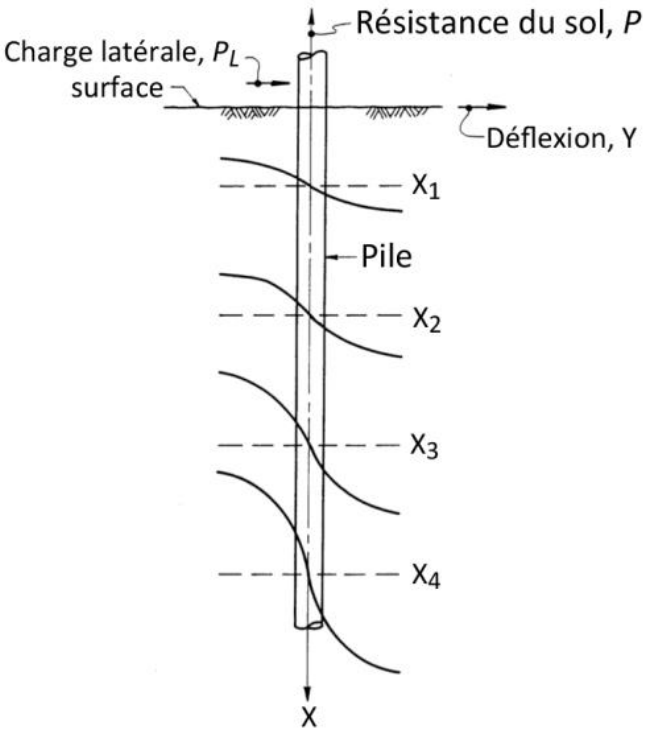


Figure 3.5 : Famille typique de courbes p-y, avec augmentation progressive de la rigidité en fonction de la profondeur (adapté de Meyer et Reese, 1979)

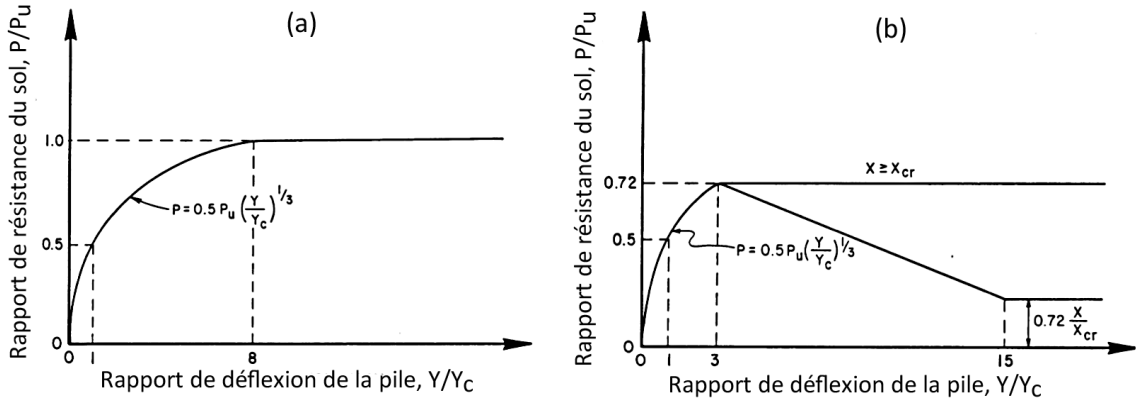


Figure 3.6 : Caractéristiques de courbes p-y dans des argiles molles pour : (a) chargement statique; (b) chargement cyclique (d'après Matlock, 1970)

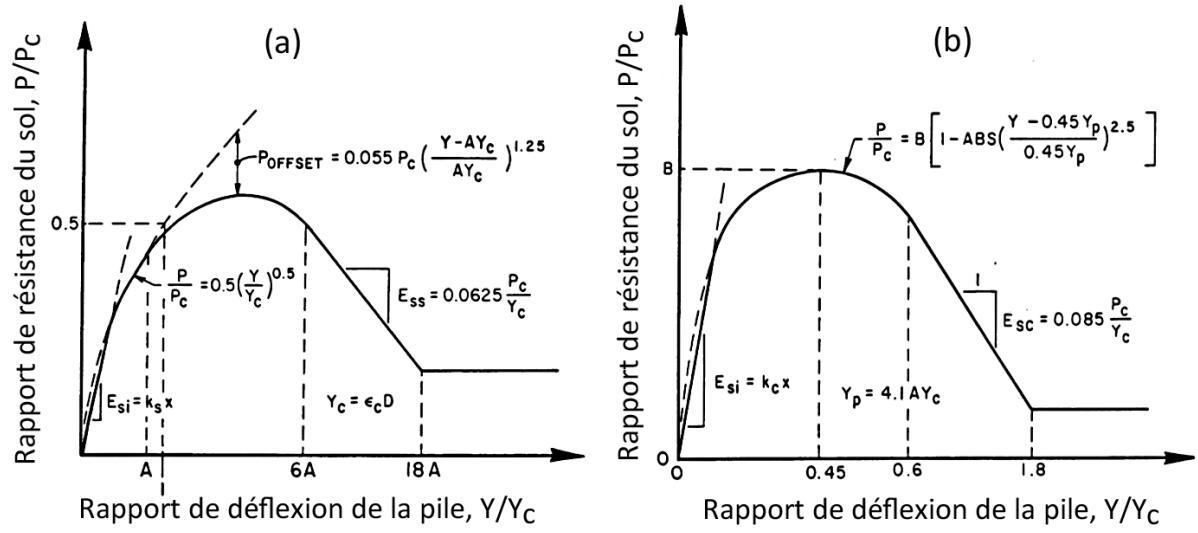


Figure 3.7 : Caractéristiques de courbes p-y dans d'argiles raides pour : (a) chargement statique; (b) chargement cyclique (d'après Reese et al., 1975)

Dans la figure 3.7, p_c correspond à la résistance ultime du sol, k_s et k_c à la rigidité statique et cyclique, A et B à des coefficients empiriques.

3.3.3 Autres méthodes

a) Méthodes numériques

La méthode des éléments finis, MEF, fournit potentiellement les moyens les plus précis pour l'analyse de l'interaction sol-structure. Cette méthode repose sur les concepts suivants : les modèles constitutifs du sol permettant de modéliser le comportement du sol à petites et grandes déformations (incluant la dégradation de la résistance) et un système de résolution numérique des équations différentielles. La MEF propose plusieurs avantages comme : la possibilité de modéliser

un sol quelconque, de modéliser des pieux et des structures avec leurs caractéristiques non linéaires, d'analyser un groupe de pieux sans avoir besoin de les étudier individuellement. Nul besoin de recourir à des calculs indépendants de la réponse du sol-fondation et de la fondation-structure ou bien à l'application de facteurs d'interaction du groupe de pieux. L'étude d'un profil de sol arbitraire ainsi que des analyses 3D sont envisageables. Les effets de l'installation des pieux peuvent être aussi calculés (Meymand, 1998). Le tableau 3-2 montre les principaux modèles MEF qui développés pour le calcul de la réponse des fondations profondes.

La méthode des différences finies est aussi largement utilisée pour simuler numériquement les systèmes géotechniques intégrant ou non des éléments structuraux. C'est une approche maintenant bien établie pour trouver des solutions approchées des équations aux dérivées partielles. Le milieu géologique est représenté par des éléments ou des zones dont l'ensemble forme un maillage qui reproduit le système sous étude. Dans le domaine géotechnique, un logiciel, FLAC, développé par la société Itasca Inc., est spécialement bien adapté à résoudre les problèmes géotechniques et hydrogéologiques. Il existe en version 2D et 3D et utilise un schéma explicite et lagrangien (la grille peut se déformer). Son utilisation est très répandue dans la pratique.

Deux méthodologies s'appliquent généralement pour l'analyse de la réponse de pieux soumis à des charges dynamiques ou statiques : la méthode par sous-structure et la méthode directe. Dans la méthode par sous-structure, la fondation et la structure sont analysées séparément puis rassemblées par leur interface. Cette méthodologie peut être simplement utilisée pour des analyses non linéaires possédant des algorithmes qui peuvent en pratique être plus efficaces. À l'opposé, dans la méthode directe, la fondation et la structure sont analysées simultanément. L'analyse du système peut se réaliser en prenant en compte un comportement non linéaire du sol ou bien linéaire (Lok, 1999).

Tableau 3-2 : Résumé de modèles par éléments finis pour l'étude du comportement de fondations profondes

Référence	Type d'analyse	Élément utilisé	Type de fondation	Type de charge	Emplacement de l'appl. de la charge	Sol	Observations
Yegian et Wright (1973)	Non linéaire	Élément radial (interface sol-pieu)	Pieu simple et groupe de pieux	Statique latérale	Tête du pieu	----	Réponse latérale
Blaney et al. (1996)	----	Matrice de masse consistante (Représenter les conditions limites du champ libre)	Pieu simple	Sismique (basse fréquence)	Tête et base du pieu	Homogène	Réponse latérale
Desai et Appel (1976)	3D	Éléments d'interface	Pieu simple	Charge latérale	----	----	Résoudre problèmes de chargement latéral de pieux
Kuhlemeyer (1989)	3D	Pieux élastiques axisymétriques	Groupe de pieux	- Statique latérale - dynamique latérale	----	- Deux couches de sol - Homogène	Détermination de la rigidité statique et dynamique
Kuhlemeyer (1994)	3D	Pieux élastiques axisymétriques	Groupe de pieux	Dynamique latérale	----	----	Évaluer la méthode de Novak's (1977) et une méthode simplifiée développée par l'auteur
Angelides et de Roesset (1981b)	Non linéaire	Schéma linéaire équivalent et matrice de masse consistante (Blaney et al., 1976)	Pieu simple	Sismique (basse fréquence)	Tête et base du pieu	Homogène	- Inspiré par le modèle Blaney et al. (1976) - Calcul relation force-déplacement pour valider courbes p-y proposés par Stevens et Audibet (1979)
Dobry et al. (1982)	----	Matrice de masse consistante (représenter les conditions limites du champ libre)	Pieu simple	Sismique (basse fréquence)	Tête et base du pieu	Homogène	- Inspiré par le modèle Blaney et al. (1976) - Évaluer les rigidités et les coefficients d'amortissement en fonction des modules d'élasticité et plasticité du sol (E_s et E_p)
Kay et al.(1968)	----	Éléments axisymétriques	Pieu simple	Charge latérale	----	----	Utilise de résultats de l'essai du pressiomètre pour le calcul
Ostadan (1983)	2D et 3D Linéaire élastique (sol)	Élément inter-pieu (modéliser pieu-sol-pieu) *Flexible volume method*	Groupe de pieux	----	----	----	- Implanté dans le programme SASSI (Lysmer et al. 1981) - Le modèle MEF a été évalué et validé avec des méthodes analytiques.
Lewis et Gonzalez (1985)	3D Non linéaire	----	Pieu foncé	----	----	----	Des comparaisons ont été effectuées Entre le modèle MEF et d'essais *in situ* de pieux foncés

Tableau 3.2 (suite) : Résumé de modèles par éléments finis pour l'étude du comportement de fondations profondes

Référence	Type d'analyse	Élément utilisé	Type de fondation	Type de charge	Emplacement de l'appl. de la charge	Sol	Observations
Trochanis et al. (1988)	3D ABAQUS Non linéaire	Approche de BNWF Élément (théorie de Coulomb)	Pieu simple et groupe de pieux	- Statique axiale et latérale - Dynamique axiale et latérale (à basse fréquence)	Tête du pieu	----	- Réponse latérale - Modèle simplifié, - la possibilité de glissements et de grandes déformations ont été considérées, dans l'interface sol-pieu - Le sol a été modélisé selon la plasticité de Drucker-Prager - Les pieux ont été modélisés comme un matériau linéaire élastique
Koojiman (1989)	Quasi-3D Non linéaire	Approche de BNWF	Pieu simple	Charge latérale	Tête du pieu	----	Réponse du système sol-pieu
Brown et al. (1989)	3D	Élément intercouches	Pieu simple	Charge latérale	Tête du pieu	----	Obtenir des courbes p-y qui montrent les résultats obtenus in situ.
Wong et al. (1989)	Non linéaire	Modèle à 3D	Puits	----	----	----	Réponse du système sol-puit
Bhomik et Long (1991)	2D - 3D	Modèle d'état limite, (modéliser la plasticité du sol)	Pieu foncé	----	----	----	Réponse du système sol-pieu
Brown et Shie (1989)	3D	----	groupe de pieux	Charge latérale	Tête du pieu	----	Évaluer les effets de groupe sur la modification des courbes p-y
Urao et al. (1992)	3D	Modèle axisymétrique	pieu-caisson	Dynamique	----	----	Réponse de la fondation
Cai et al. (1995)	3D Non linéaire	axisymétrique	groupe de pieux	Dynamique	----	----	Réponse sol-fondation-superstructure
Wu et Finn (1997b, b)	3D Non linéaire	conditions aux limites	groupe de pieux	Dynamique	----	----	Analyse non linéaire et élastique
Fujii et al. (1998)	2D	Modèle de déformation eff. SSI	Pieu simple	sismique (Kobe)	----	----	Réponse pieu-superstructure

b) Méthodes physiques

Les modèles physiques qui reposent sur des résultats obtenus à partir de montages à grande échelle ou au laboratoire peuvent être utilisés pour prédire la réponse des pieux au chargement latéral. Parmi ces modèles, on retrouve notamment ceux développés à partir des essais à chargement cyclique, à la centrifugeuse, à la table vibrante et à vibration libre. Le tableau 3.3 tiré de Wilson (1998) résume les modèles physiques développés pour étudier la réponse sismique de pieux tout comme Boulanger *et al.* (1998).

L'analyse dynamique des pieux dans des sols fins à l'aide de ces méthodes a reçu beaucoup moins d'attention que l'analyse dans les sols cohérents. Parmi les rares travaux réalisés sur les sols fins (argile et silts), on cite les travaux réalisés par Rashidi (1994) et plus tard par Wang *et al.* (1998). La méthode physique dans des argiles, développée par Rashidi (1994) consiste à modéliser un portique du viaduc *Cypress* qui a subi des endommagements lors du séisme en Loma Prieta (1989). Les essais, réalisés à l'aide de la centrifugeuse à l'université de Californie à Davis, simulent le comportement d'un portique à deux étages soumis à des séismes de différentes magnitudes. Le portique est fondé sur un groupe de pieux installés dans un dépôt d'argile. Rajoutons à cela que (Meymand, 1998) développa un modèle physique sur des dépôts d'argile à partir d'essais sur la table vibrante. La réponse d'un pieu et d'un groupe de pieux à l'action d'un séisme a été étudiée en considérant les interactions de la force d'inertie et cinématique.

Les effets de l'action de charges cinématiques sur la performance de pieux, mettent en évidence l'importance de la prise en considération de ces forces dans des analyses effectuées sur des sols mous, stratifiés et ayant une variation notable de rigidité entre les couches de sol. Une autre différence remarquable observée entre ces deux types de chargement correspond à la génération d'excès de pression de pores. Dans un chargement cyclique, cet excès de pression généré sur la couche supérieure du sol se dissipe par le sol de surface. Pourtant, dans le cas d'un chargement dynamique, l'excès de pression de pores peut être présent dans tout le massif du sol ainsi que sur quelques couches du sol. Des essais cycliques en appliquant la charge à la base de pieux ont été effectués par Kobayashi *et al.* (1991) et Dou et Byrne (1996). Ces derniers peuvent éventuellement être plus appropriés pour des modèles à chargement dynamique (Boulanger *et al.*, 1998).

Tableau 3-3 : Résumé de modèles physiques développés pour l'étude de la réponse de pieux soumis à des événements sismiques (adapté de Wilson, 1998)

Référence	Type de sol	Super-structure	Mouvement de base	Niveau de secousse (prototype)	Méthode
Finn & Gohl (1987)	Sol sec	Masse simple	Sismique	0,15g	Centrifugeuse
Chang & Kutter (1989)	Sol sec	Structure 2-étage	Sismique	0,24g	Centrifugeuse
Café (1991)	Tourbe	Pont en bois	Sismique	0,05 – 0,48g	Centrifugeuse
Kobayashi et al. (1991)	Sable liquéfié	Structure 2-étage	Cyclique uniforme	Variable	Table à secousses
Rashidi (1994)	Argile	Portique 2 étage	Sismique	0,18 – 0,30g	Centrifugeuse
Honda et al. (1994)	Sable sec	Aucune	Sismique	0,02 – 0,20g	Centrifugeuse
Tokida et al. (1992)	Sable liquéfié	Aucune	Aucun	Charge d'impact simple pour induire la liquéfaction	1-g réservoir
Liu & Dobry (1995)	Sable liquéfié	Aucune	Cyclique uniforme	0,06 -0,40g ; pieu avec charge invariable après l'agitation	Centrifugeuse
Dou & Byrne (1996)	Sable saturé	Masse simple	Cyclique uniforme	019 – 0,49g	Gradient hydraulique
Abdoun et al. (1997)	Sable liquéfié	Aucune	Cyclique uniforme	0,25g	Centrifugeuse
Horikoshi et al. (1997)	Sable liquéfié	Aucune	Cyclique uniforme	0,15g	Centrifugeuse
Wang et al. (1998)	Argile molle	Masse simple	Sismique	0,25g	Centrifugeuse

c) *<u>Essais à la centrifugeuse</u>*

La centrifugeuse permet d'étudier la réponse d'ouvrages géotechniques soumis à des charges dynamiques ou sismiques. Dans le cas de la modélisation de fondations profondes en conditions sismiques, on applique un signal sismique quelconque, sinusoïdal ou bien des séismes de référence à spectre complexe sur un modèle réduit du système sol-fondation. Le modèle de sol, reconstitué dans un conteneur, doit posséder les mêmes propriétés du sol in situ par soucis de représentativité de l'ouvrage réelle. Le modèle de fondation miniature est ensuite foncé. Le système sol-fondation, placé dans le conteneur, doit reproduire avec similitude les caractéristiques mécaniques du système à une échelle réelle afin de reproduire l'état de contraintes auquel va être soumis la fondation. Notons que la structure peut aussi être modélisée par une masse concentrée. Un exemple de modèle réduit est illustré dans la figure 3.8. Suite à l'application de la charge, les résultats obtenus se transposent à l'ouvrage réel par extrapolation.

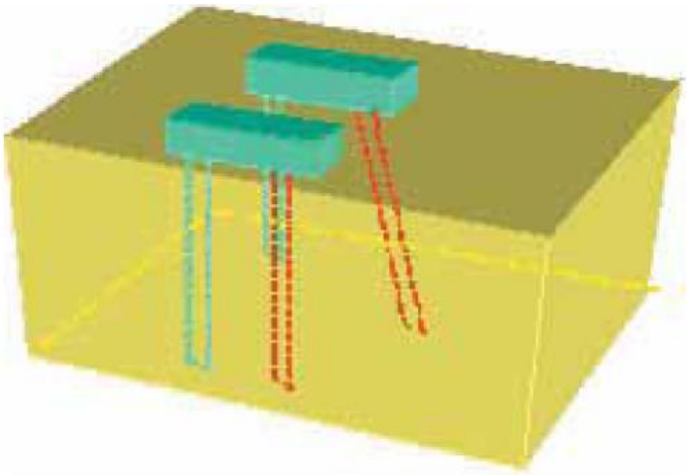


Figure 3.8 : Modèle réduit pour l'analyse des efforts dans des pieux inclinés sous séisme (LCPC, 2008)

Pour reproduire un signal sismique, la centrifugeuse doit disposer d'un simulateur de séismes permettant d'imposer un signal sismique à la base du modèle réduit. La figure 3.9 montre une centrifugeuse et le positionnement d'un modèle réduit par rapport à la charge appliquée.

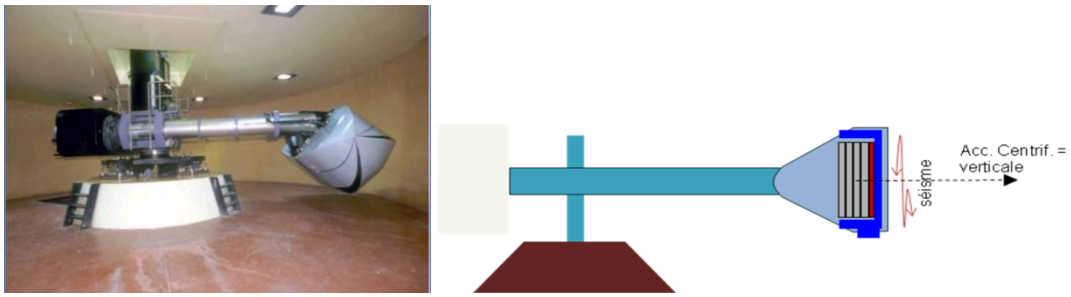


Figure 3.9 : Centrifugeuse du centre de Nantes du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France (LCPC, 2008)

Cette alternative a été très répandue pour valider des modèles numériques. Toutefois, ces essais sont très couteux et ils ne permettent d'évaluer que le comportement de modèles très réduits. Les échelles de 1/80 sont généralement utilisées. Les limites en volume et épaisseur de sols peuvent conduire à une mauvaise représentation du massif de sol. Le lecteur peut se reporter aux travaux de Wilson (1998) pour l'étude dynamique des fondations profondes avec ce type d'essai.

d) *Essais à la table vibrante*

Une autre alternative concerne la simulation de séismes à l'aide d'une table vibrante. Cet essai possède les mêmes principes que l'essai à la centrifugeuse. Une plateforme d'essai simule un signal sismique, sinusoïdal ou bien des séismes de référence à spectre complexe, qui la transmet à la base du modèle

réduit. Ce dernier requiert également une préparation dans un conteneur. Cette plateforme permet d'analyser des modèles à plus grande échelle que l'essai à la centrifugeuse. L'utilisation de boîtes laminaires permet de minimiser les effets de paroi du conteneur qui peuvent perturber les résultats.

Un des avantages le plus remarquable de cet essai réside dans la possibilité d'analyser des modèles réduits à 2D et 3D contrairement à la centrifugeuse qui ne permet que l'analyse à 1D (Meymand, 1998). Wilson (1998) présente également un résumé des essais réalisés à l'aide de la table vibrante. L'influence bloquante bénéfique des pieux sur la stabilité d'une culée fondée sur des sols liquéfiables a été étudiée à la centrifugeuse de UC Davis par Armstrong, Boulanger et al. (2013).

e) Essais à chargement cyclique

Des essais en appliquant des charges cycliques sur la tête de pieux ont été développés par Dunnavant et O'Neill (1989). Ces essais peuvent être surtout utilisés pour étudier la dégradation des courbes p-y avec l'augmentation du nombre de cycles appliqués. Néanmoins, ce mode de chargement est non-inertiel et son applicabilité à l'étude de la réponse dynamique de ces essais n'est pas encore bien établie. La difficulté réside dans le fait que lors d'un chargement sismique c'est le sol encaissant qui transmet la charge sismique non pas la charge cyclique en tête du pieu.

3.4 PRÉSENTATION ET CARACTÉRISATION DES SITES REPRÉSENTATIFS

Ce chapitre présente les profils stratigraphiques et propriétés géotechniques des sols pour les sites qui seront modélisés dans cette étude. Les sites choisis sont : Bécancour et la ville de Québec. À l'aide de résultats de travaux de terrain et de laboratoire, fournis par le Ministère des Transports du Québec (MTQ), deux profils géotechniques ont été créés. Pour chacun des deux sites, la localisation des travaux, une synthèse des travaux réalisés, une description sommaire de la stratigraphie locale ainsi qu'une étude des résultats de terrain et de laboratoire sont présentés.

3.4.1 Site de Bécancour

Localisation et présentation générale

Le premier site se situe dans le secteur Saint-Grégoire de la ville de Bécancour, en Montérégie. La figure 3.10 présente la localisation du projet, le long de l'autoroute 55, à l'intersection du boulevard des Acadiens. Situé dans les basses-terres du St-Laurent, la région de Bécancour a subi l'invasion par les eaux de la mer Champlain, permettant ainsi la formation d'un important dépôt de sols cohérents (Leroueil et coll., 1983). Ce dépôt repose sur un sol composé de sable et de silt de compacité dense à très dense (Qualitas, 2011).

Synthèse des travaux réalisés

Un total de sept forages, deux sondages au scissomètre Nilcon, trente sondages au piézocône et trois sondages au sismocône ont été réalisés au long de l'autoroute 55 sur une distance de 2,9 km (Qualitas, 2011). Ces travaux, réalisés par le groupe Qualitas, ont fait l'objet d'un rapport (Qualitas, 2011). Le projet du MTQ est divisé en trois parties : partie nord, centrale et sud. En raison de l'ampleur des travaux et de l'hétérogénéité du sol le long de l'autoroute, seul la zone centrale du projet est retenue pour la présente étude. La proximité de deux forages, trois essais au piézocône, un essai au sismocône et un essai au scissomètre Nilcon le long d'une ligne transversale à l'autoroute au p.k. 5+050, de même qu'une épaisse couche d'argile à cet endroit, a motivé cette sélection pour la poursuite des analyses. . La proximité des essais permet de réduire l'incertitude liée à la grande hétérogénéité des sols et d'obtenir un profil représentatif du sol en place pour la modélisation ultérieure. La figure 3.11 présente un plan de localisation des forages et sondages. Le tableau 3-4 présente une synthèse des sondages et forages effectués.

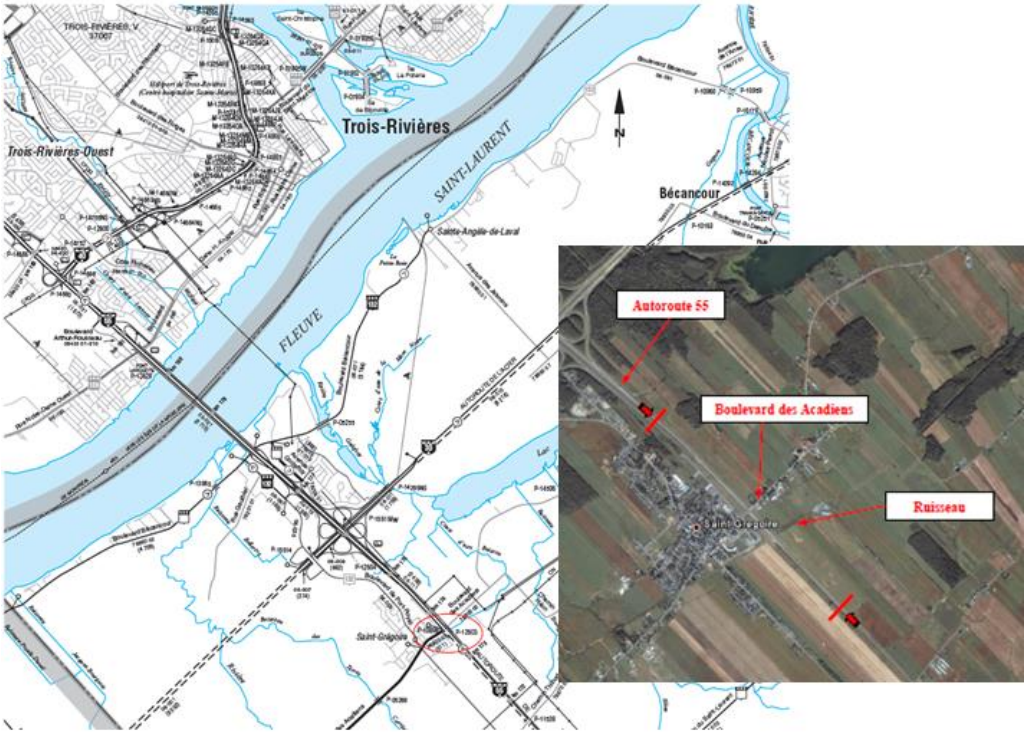


Figure 3.10 : Localisation du site de Bécancour (adaptée de MTQ, 2010 & Qualitas, 2011)

Tableau 3-4 : Synthèse des travaux effectués

	Élévation Surface	Profondeur	Élévation Base
Forage/Sondage*	**(m)**	**(m)**	**(m)**
FG-19	25.11	20.20	4.91
FG-21	24.02	19.00	5.02
CPTU-20	24.78	15.09	9.69
SCPTU-20A	23.88	12.05	11.83
CPTU-22	25.02	11.57	13.45
CPTU-23	24.58	11.88	12.70
S-20A	23.88	7.50	16.38

* FG=Forage, CPTU=Piézocône, SCPTU=Piézocône sismique, S=Scissomètre de chantier

Un programme d'essais de laboratoire suivant a aussi été réalisé sur les échantillons prélevés lors des forages (Qualitas, 2011) (sédimentométrie, analyse granulométrique par tamisage mécanique, teneur en eau, poids volumique, w_L et w_p, densité relative des grains, sensibilité au cône tombant, et essai de consolidation œdométrique). Des piézomètres de type Casagrande dans 2 forages et des lectures faites en novembre indiquait que la surface libre se situait à une profondeur de 0,7 m (Qualitas, 2011).

Résumé de la stratigraphie

Cette section présente la stratigraphie générale rencontrée sur le site à l'étude. La figure 3.12 illustre une coupe stratigraphique en fonction de l'élévation, le long de la ligne A-A'.

Remblai granulaire: Sur une épaisseur d'environ 2 m, un remblai granulaire recouvre le dépôt de sol cohérent au droit du forage FG-19. Ce remblai contient moins de 10 % de particules fines et est de compacité dense.

Dépôt de sol cohérent : Un dépôt de sol cohérent est rencontré sous le remblai granulaire du forage FG-19, et en surface au forage FG-21. Son épaisseur est d'environ 7,5 m. Il s'agit d'une argile silteuse devenant du silt et argile à de plus grandes profondeurs. Elle est oxydée près de la surface et sa consistance diminue avec des résistances S_u d'environ 20 kPa. L'argile est surconsolidée ($1{,}1 \leq OCR \leq 3{,}0$) et la contrainte σ'_p est en moyenne de 90 kPa (Qualitas, 2011). Il s'agit d'un sol CL et CH avec des I_p variant de 20,6 % à 52,8 %.

Dépôt de sol pulvérulent : Le dépôt de sol cohérent repose sur un sol pulvérulent de compacité moyenne à très dense, augmentant avec la profondeur. Les indices N varient de 27 à 89. Le sol est composé d'un silt et sable à sable et silt. Le pourcentage de particule fine varie de 56,2 % à 43,3 %. L'épaisseur moyenne du dépôt est de 8,25 m.

Socle rocheux : À une profondeur de 17,95 m dans le forage FG-19 et de 16,05 mètres dans le forage FG-21, le socle rocheux est atteint. Il s'agit d'un shale, désagrégé à sa surface sur une profondeur d'environ 70 cm. L'indice RQD varie ensuite de 17 % à 89 %.

Sélection des paramètres géotechniques représentatifs

La figure 3.13 présente les profils retenus pour les principaux paramètres géotechniques qui seront utilisés dans les calculs dynamiques. Ces paramètres sont : $N_{1\text{-}60}$, S_u, ϕ', γ_t et V_s (ou G_{max}).

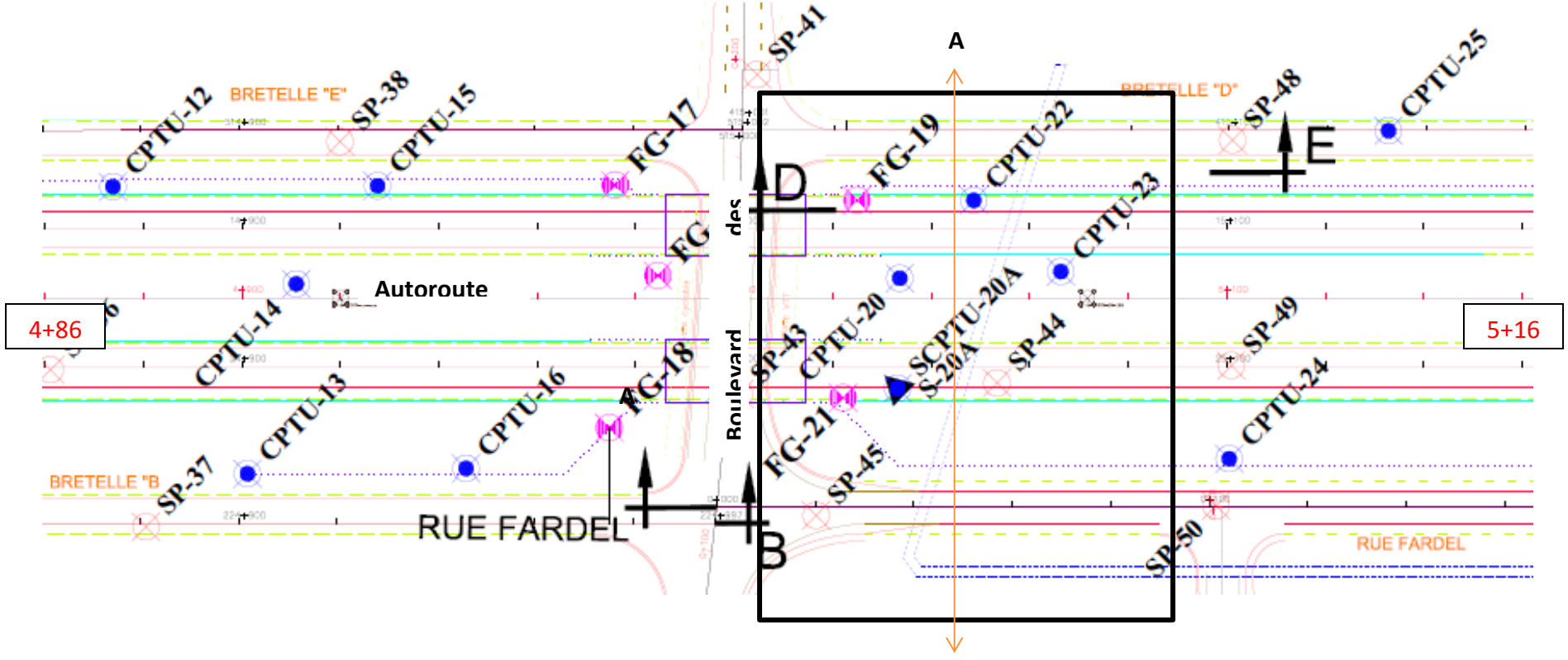


Figure 3.11 : Localisation des travaux (adaptée de Qualitas, 2011)

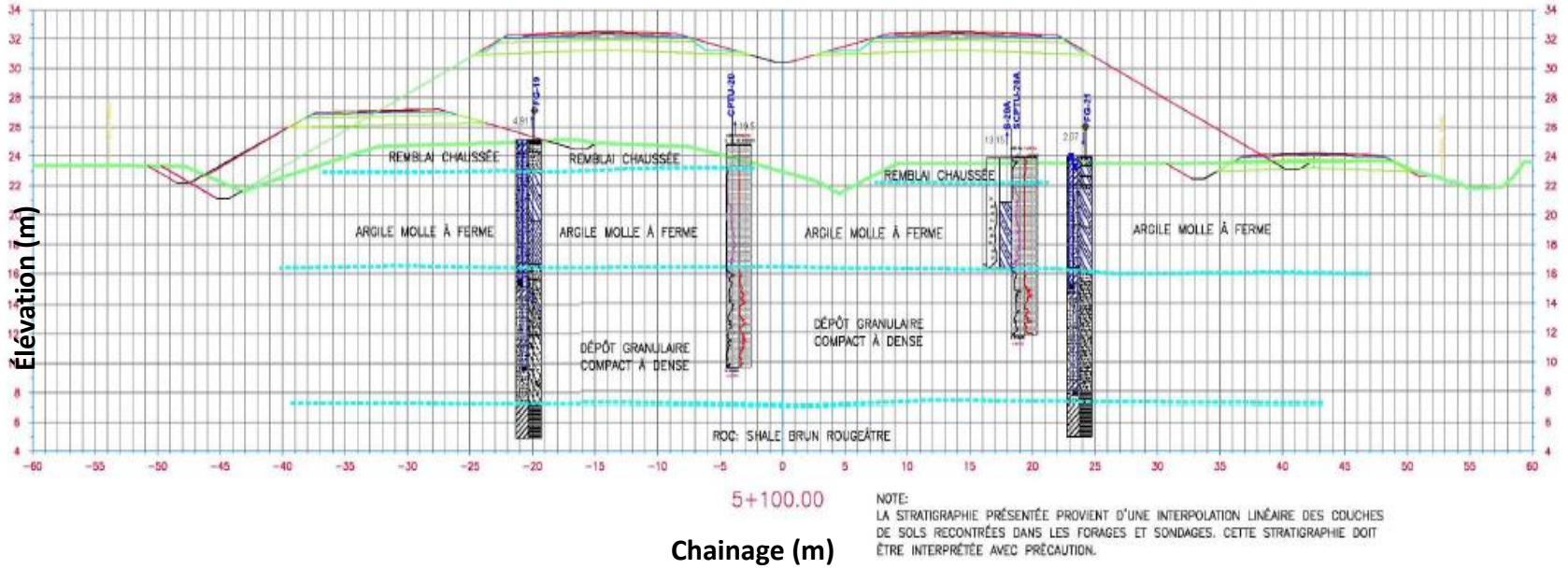


Figure 3.12 : Stratigraphie coupe A-A' - Site de Bécancour (tirée de Qualitas, 2011)

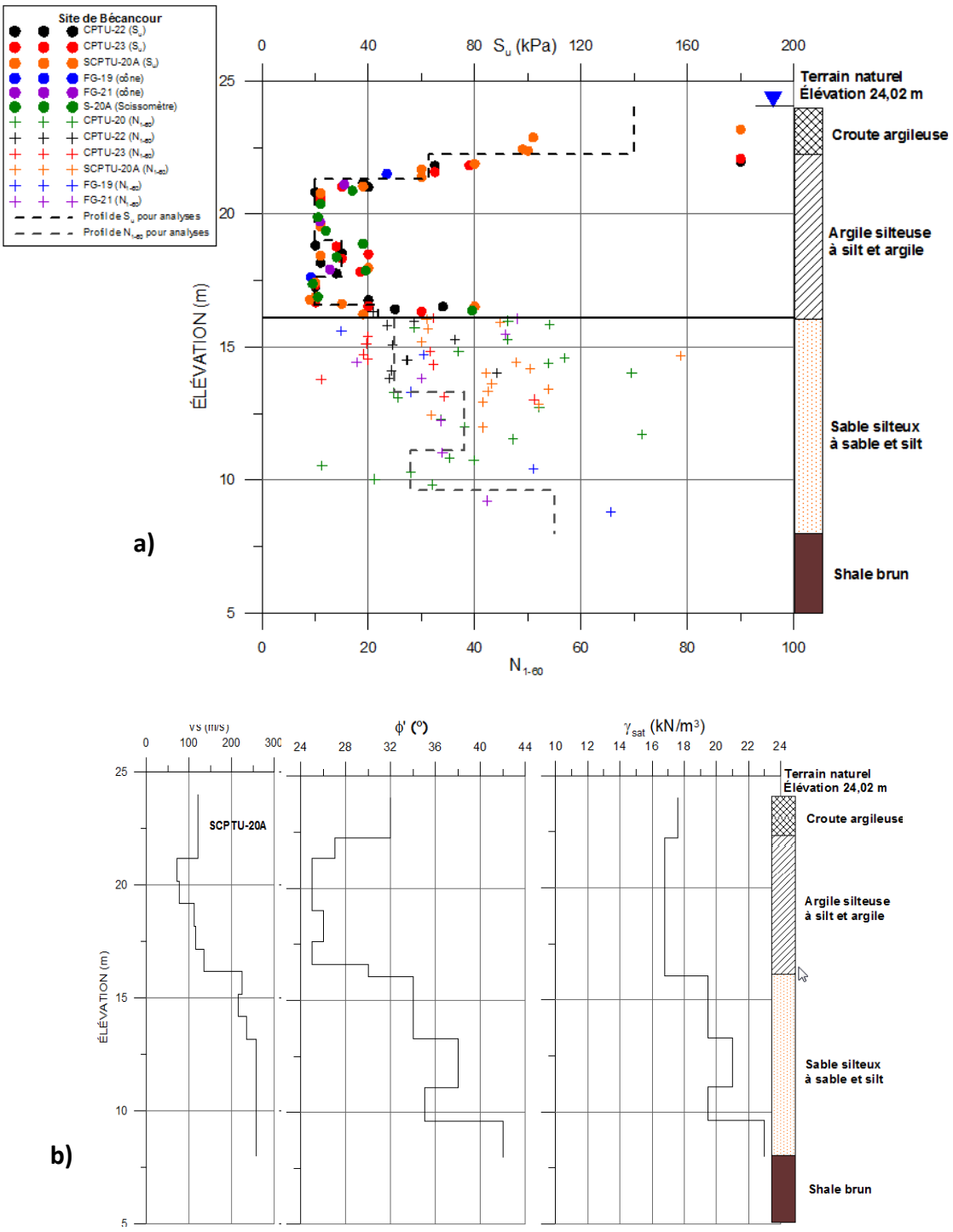


Figure 3.13 : Site de Bécancour : Profils de : (a) N1-60 et Su et (b) Vs, ϕ' et γ_{sat} en fonction de l'élévation (données de Qualitas, 2011)

3.4.2 Site de la ville de Québec

Localisation et présentation générale

Le second site se situe dans l'arrondissement Ste-Foy de la ville de Québec. La figure 3.14 présente la localisation du projet, situé au site de réfection de l'intersection des autoroutes Robert-Bourassa (A740) et Charest (A440).

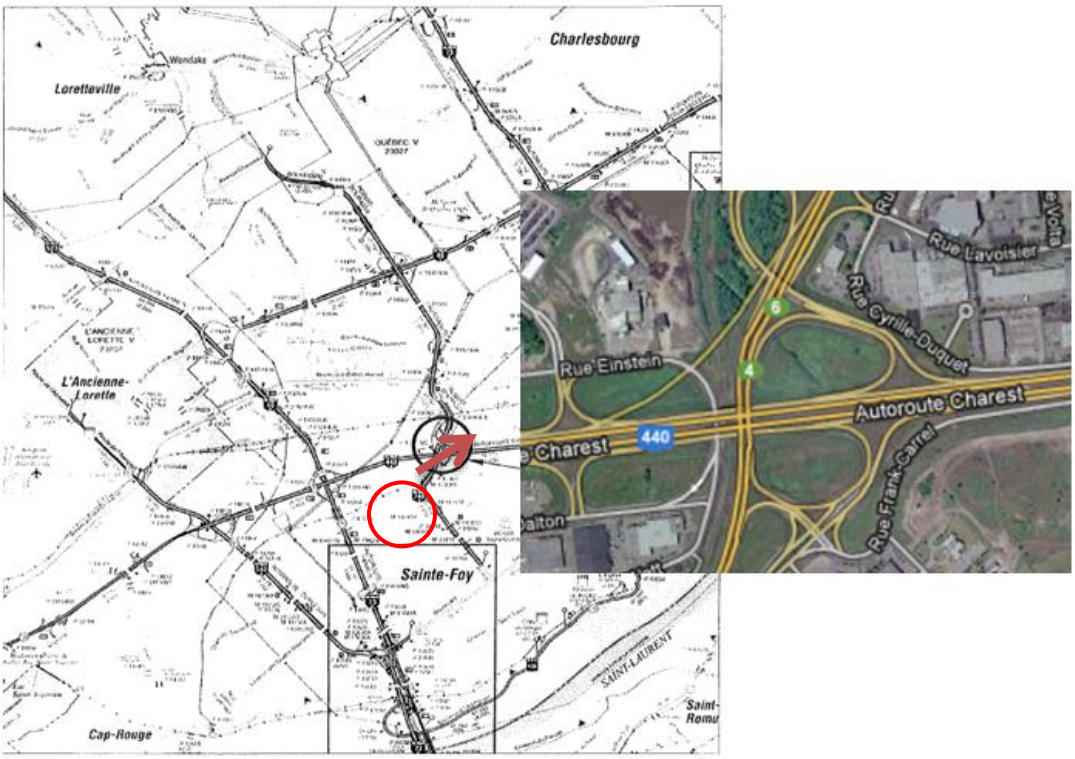


Figure 3.14 : Localisation du site de la ville de Québec (adaptée de MTQ, 2009; Google, 2012)

Synthèse des travaux réalisés

Ce projet étant de très grande envergure, cette étude cible une section particulière des données de forages, réalisés par le Ministère des Transports en 2008 et 2009. Ainsi, l'étude du sol situé sous la bretelle permettant de relier l'autoroute Robert-Bourassa direction sud à l'autoroute Charest direction ouest a été sélectionnée. Ce choix a été fait en raison de l'accès plus simple au site si d'autres investigations devaient être faites dans le cadre de cette étude. En effet, le pourtour dégagé de circulation près de la rue Einstein a motivé le choix d'analyser le sol au droit des forages F-09 à F-16, sur un total de seize forages réalisés dans cette section. La figure 3.15 présente la localisation des travaux ciblés dans le cadre de cette étude.

Le tableau 3-5 présente une synthèse des forages réalisés pour le MTQ. Le terrain est relativement plat et la profondeur des forages s'étend de 9,41 m à 12,00 m.

Tableau 3-5 : Synthèse des travaux réalisés – Ville de Québec

	Élévation Surface	Profondeur	Élévation Base
Forage	**(m)**	**(m)**	**(m)**
F-09	19.82	9.41	10.41
F-10	19.50	12.00	7.50
F-11	19.04	11.51	7.53
F-12	19.70	11.75	7.95
F-13	18.90	9.89	9.01
F-14	19.64	18.58	1.06
F-15	18.73	10.35	8.38
F-16	19.13	10.30	8.83

Sommaire stratigraphique

Cette section présente la stratigraphie générale rencontrée au site de la ville de Québec. Une description de chaque couche sera abordée. La figure 3.16 présente un aperçu complet du sol, basé sur le type de sol des différentes couches rencontrées au droit des huit forages analysés. Des lectures dans des piézomètres ouverts de type Casagrande ont indiqué que la surface libre se situait à des profondeurs variant entre 0,2 m et 1,7 m.

Terre végétale : Une couche entre 0,1 m et 1,0 m d'épaisseur de terre végétale a été rencontrée au droit des forages F-09, F-10 et F-12 à F-16.

Remblai (silt et sable) : Un remblai composé de silt et sable a été observé sous la couche de terre végétale aux forages F-09 à F-12 et au forage F-14. Du gravier et des cailloux sont présents à la base de cette couche au forage F-09. Les indices N de cette couche varient de 4 à 27. Sa compacité est donc de lâche à compacte. En vertu des limites de liquidité (wL) de la couche variant de 30 % à 34,2 % et des indices de plasticité (IP) variant de 10 % à 14,2 %, le sol est de faible à moyenne plasticité (Holtz et Kovacs, 1991). Le pourcentage de particule fine varie de 61,5 % à 89,1 %. L'épaisseur du remblai varie de 1,6 m (F-11) à 3,6 m (F-09).

Dépôt de sol pulvérulent : Sous le remblai (F-09 à F12 et F-14) et sous la couche de terre végétale (F-13, F-15 et F-16), se trouve un dépôt de sol pulvérulent constitué de sable et silt. La portion de silt

allant en diminuant avec la profondeur, le dépôt devient graduellement du sable silteux. La proportion en particule fine de ce sol varie de 26 % à 44 %. Les indices N obtenus varient de 2 (en surface) à 59 (en profondeur). Sa compacité passe donc de très lâche à très dense. L'épaisseur de ce dépôt varie entre 4,7 m (F-09) à 7,43 m (F-11).

Socle rocheux : Le socle rocheux a été atteint lors de tous les forages à une profondeur variant de 6,40 m (F-15) à 9,30 m (F-09). Il s'agit d'un schiste de très mauvaise qualité (RQD=0%) sur une épaisseur moyenne de 2,15 m. La qualité du socle augmente ensuite à mesure que la profondeur augmente, devenant même de très bonne qualité au forage F-12 (RQD=79%). À de plus grandes profondeurs (15,52 m), la qualité du schiste recommence à se détériorer au droit du forage F-11. En effet, les indices RQD passent de 61 % à 14 %, puis 0 %. Sa qualité tend cependant à s'améliorer de nouveau par la suite.

Sélection des paramètres géotechniques représentatifs

La figure 3.17 présente les profils retenus pour les principaux paramètres géotechniques qui seront utilisés dans les calculs dynamiques. Ces paramètres sont : $N_{1\text{-}60}$, S_u, ϕ', γ_t et V_s (ou G_{max}).

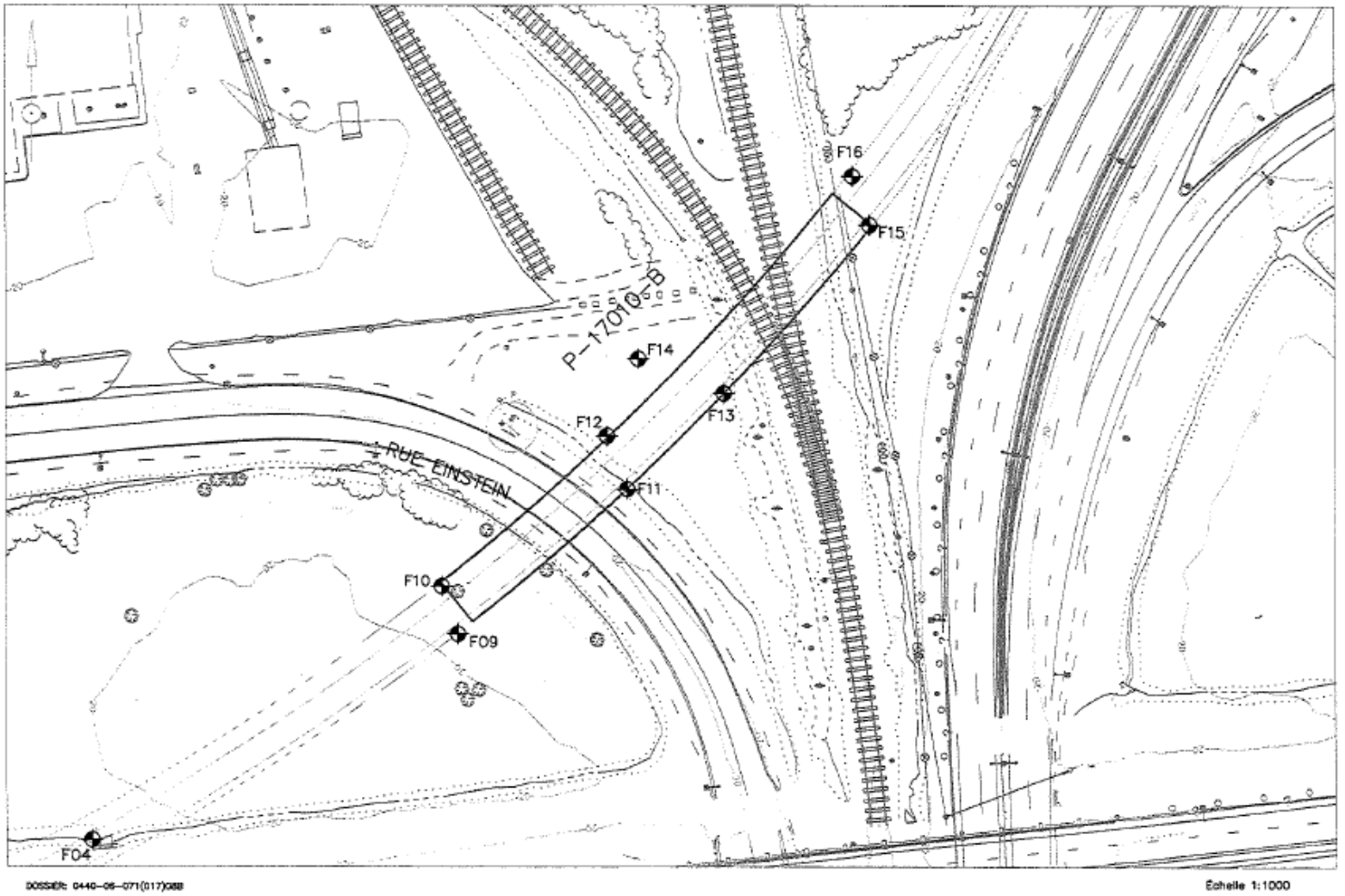


Figure 3.15 : Localisation des travaux (tirée de MTQ, 2009)

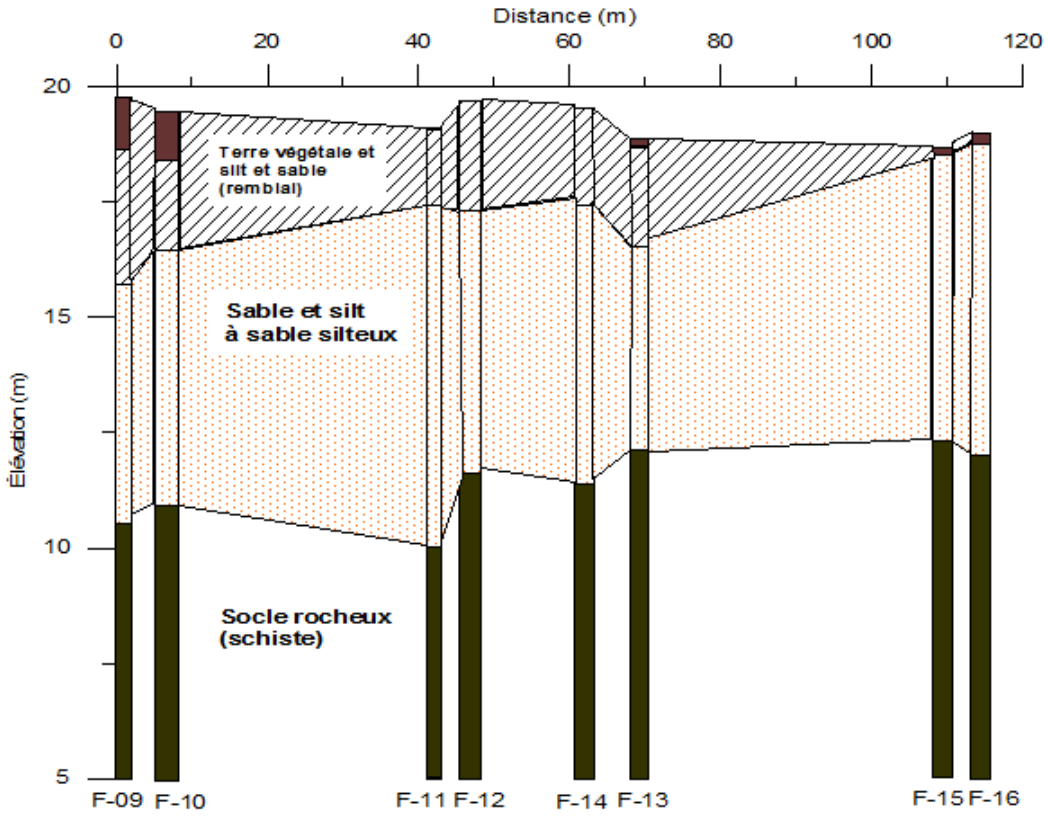


Figure 3.16 : Stratigraphie – Site de la ville de Québec

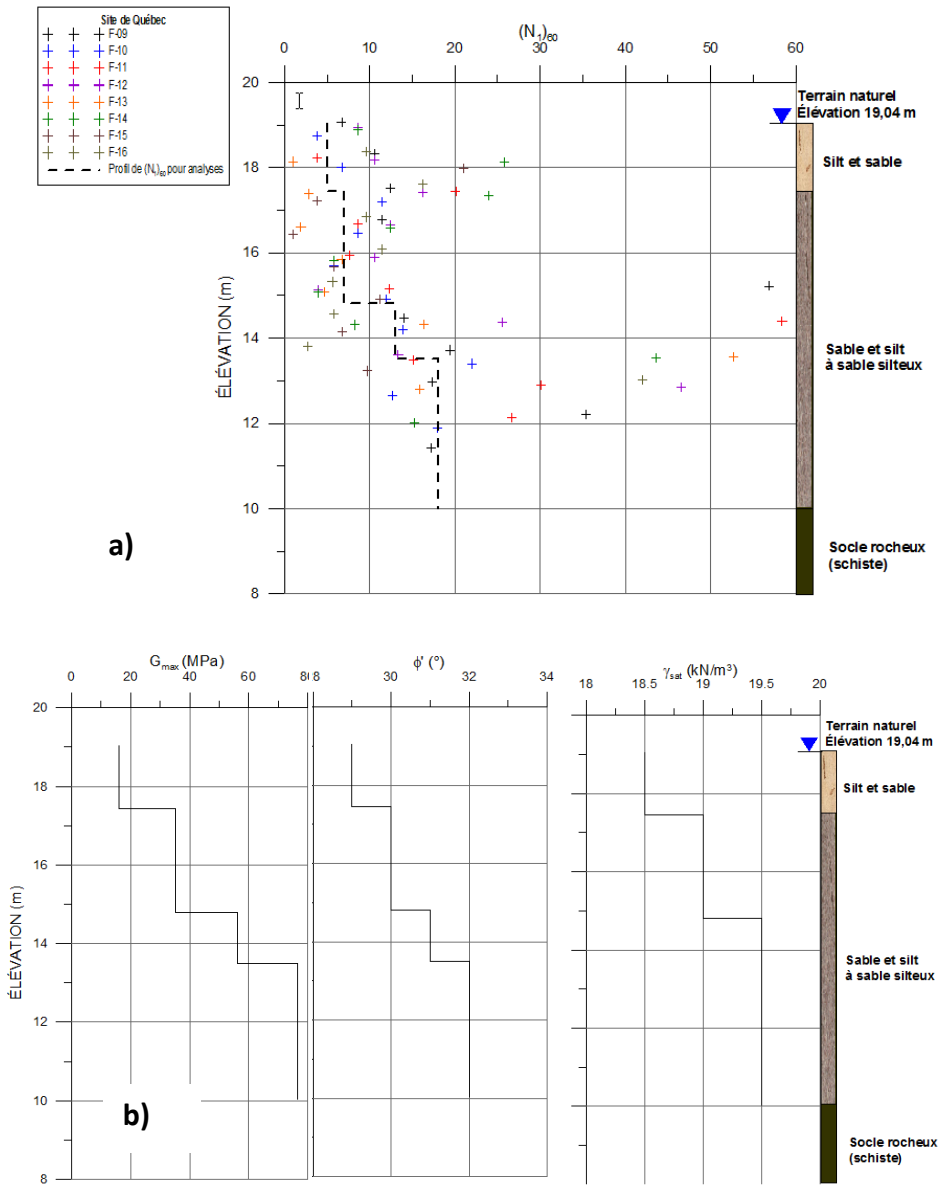


Figure 3.17 : Site de Québec : Profils de : (a) N1-60 et Su et (b) Vs, ϕ' et γ_{sat} en fonction de l'élévation (données de MTQ, 2009)

3.5 PRÉSENTATION DES SÉISMES ET SÉLECTION DES PARAMÈTRES SISMIQUES

Les intrants sismiques sont basés sur les critères et les prescriptions du CNBC (2010). Le but est la production de signaux sismiques compatibles avec le spectre de réponse au roc (site de catégorie d'emplacement sismique A) pour chacun des deux sites étudiés. Par la suite, la désagrégation de l'aléa sismique des sites a ensuite été faite afin de spécifier les caractéristiques des principaux évènements sismiques responsables du niveau d'aléa et de choisir quelques signaux sismiques qui seront compatibles avec la région étudiée. Finalement, le logiciel *RSPMatch* (Atik et Abrahamson, 2010) a été utilisé pour ajuster le contenu fréquentiel des signaux naturels retenus et de les rendre compatibles avec les spectres de réponses au roc définis selon le CNBC-2010. *RsPMatch* utilise la technique des ondelettes et un algorithme dans le temporel pour ajuster le contenu fréquentiel du signal tout en conservant le caractère non-stationnaire de la vibration sismique. *RsPMatch* est implanté dans logiciel d'analyse du risque sismique EzFrisk (2011).

3.5.1 Site de Bécancour

Spectre de réponse CNBC-2010

À l'aide des coordonnées du site étudié, l'aléa sismique a pu être obtenu à l'aide de l'outil disponible sur le site de la Commission Géologique du Canada (CGC). L'aléa sismique est donné pour diverses probabilités d'occurrence. Dans le cadre de cette étude, une probabilité d'occurrence de 2 % en 50 ans (ou P = 0,000404/année) a été sélectionnée. L'aléa obtenu correspond à un site de catégorie C (c.-à-d. $360 \leq V_s \leq 760$ m/s). La méthode des facteurs d'amplification, proposée par Finn et Wightman (2003), est utilisée pour la transformation d'un spectre de classe C à un spectre de classe A, conformément au CNB 2010. Cette méthode pose divers facteurs, Fa et Fv, pour les courtes périodes (T=0,2 s) et les longues périodes (T=1 s) respectivement. Ces facteurs, fonction de la réponse spectrale à 0,2 s et 1 s, sont présentés sous forme de tableau à l'annexe C du CNB 2010. Au site à l'étude, les valeurs de F_a et F_v sont de 0,737 et 0,500 respectivement. La figure 3.18 et le tableau 3.6 présentent le spectre de réponse obtenu pour un site de classe C, ainsi que le spectre pour un site de classe A, issu de la transformation.

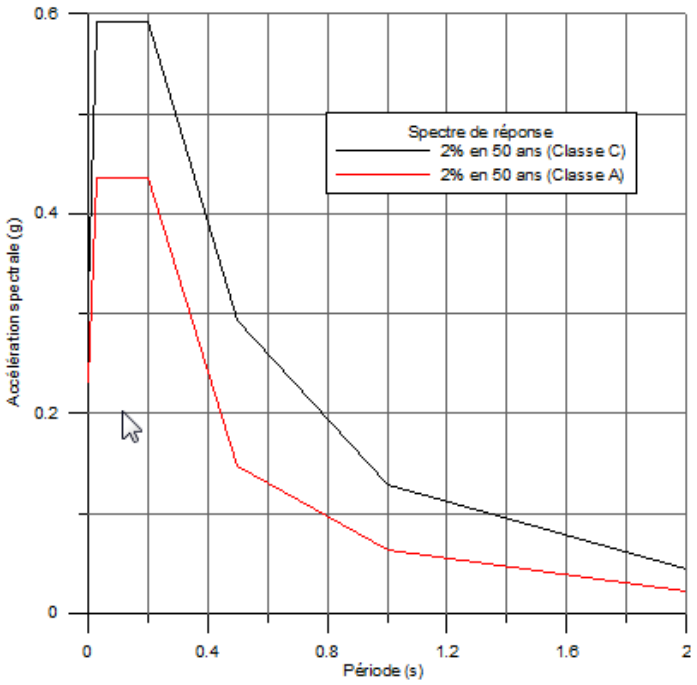


Figure 3.18 : Spectres de réponse CNBC 2010 - Site de Bécancour

Désagrégation de l'aléa sismique

Le tableau 3-6 présente les valeurs de magnitude et de distance hypocentrale (R_H) obtenue de la désagrégation de l'aléa sismique effectué au site de Bécancour. Les magnitudes sont exprimées en termes de magnitude de Nuttli (m_{bLg}), puisque la grande majorité des valeurs sont situées entre 3 et 7 (voir section 2.2.4). Les valeurs moyennes, ainsi que modales y sont inscrites.

Tableau 3-6 : Désagrégation de l'aléa sismique – Site de Bécancour

	Modèle H				Modèle R			
	Moyenne		Modal		Moyenne		Modal	
T	M	R_H	M	R_H	M	R_H	M	R_H
s	m_{bLg}	km	m_{bLg}	km	m_{bLg}	km	m_{bLg}	km
0.0	5.6	29.0	4.9	10.0	5.9	24.0	5.6	10.0
0.2	6.2	69.0	5.9	30.0	6.3	34.0	6.4	30.0
0.5	6.8	135.0	7.4	210.0	6.7	57.0	6.6	30.0
1.0	7.0	149.0	7.4	210.0	6.8	70.0	6.9	30.0
2.0	7.0	166.0	7.4	210.0	6.8	83.0	6.6	30.0

Période naturelle du dépôt

Afin de sélectionner les signaux qui seront utilisés dans l'analyse, la période naturelle du dépôt au site de Bécancour est calculée. La vitesse moyenne des ondes de cisaillement à Bécancour est de 126 m/s. La période naturelle du dépôt se calcule comme suit (Kramer, 1996) :

$$T_{\mathrm{n}} = \frac{4H_{\mathrm{s}}}{\overline{V_{\mathrm{s}}}} = \frac{4(16{,}75)}{126} = 0{,}5\ s \qquad (3.1)$$

Sélection des séismes et signaux

Le choix de séismes et de signaux à utiliser dans les analyses doit se baser sur trois aspects : 1) géologie similaire au site étudié, 2) magnitude similaire, conformément à la désagrégation de l'aléa sismique au site pour la période naturelle du dépôt, 3) station située à une distance similaire à la désagrégation de l'aléa sismique pour la période naturelle du dépôt.

Ainsi, les séismes choisis doivent s'être produits sur un site composé d'un dépôt argileux, reposant sur un sol pulvérulent dense. Puisque la période naturelle du dépôt est de 0,5 s, les séismes sélectionnés devront avoir une magnitude m_{blg} près de 6,8 et les stations sélectionnées devront se situer entre 30 et 210 km de l'hypocentre. Basés sur ces critères, deux séismes, dont les données sont disponibles, feront l'objet de l'étude. Le tableau 3-7 en présente les principales caractéristiques.

Tableau 3-7 : Site de Bécancour : Séismes sélectionnés

Ville	Situation	Date	Heure	m_{blg}	m_b	M_s	Profondeur (km)
Saguenay	Est du Canada	1988-11-25	18h46	6.5	5.7	6.0	29
Nahanni	Ouest du Canada	1985-23-12	5h16	6.1	6.4	6.9	18

Le tableau 3-8 montre les signaux originaux choisis pour le séisme du Saguenay. La sélection a été effectuée en fonction de la distance hypocentrale de chaque station d'enregistrement. Cette distance devait se trouver dans la marge de valeur définie précédemment. La distance hypocentrale a été calculée à l'aide de la trigonométrie, connaissant les distances épicentrales (Munro et Weichert, 1989) et la profondeur de l'hypocentre. Le tableau 3-9 présente les signaux originaux choisis pour le séisme de Nahanni. Les distances épicentrales et locations des stations sont issues du dossier public numéro 13-30 du Geological Survey of Canada écrit par Weichert et coll. (1985).

Transformation des signaux originaux

Afin de rendre les spectres de réponses des signaux originaux analogues à l'aléa sismique obtenu au site de Bécancour, le logiciel *RspMatch* a été utilisé. Ce logiciel transforme le contenu fréquentiel des signaux sismiques pour le faire correspondant à un spectre cible que l'utilisateur spécifie. Le spectre utilisé est celui correspondant à un site de classe A, puisque les signaux seront implantés au socle rocheux lors de la modélisation. Les signaux sortants ont un spectre de réponse similaire à l'aléa sismique de Bécancour. Le tableau 3-10 présente les caractéristiques des signaux ajustés qui seront utilisés lors de la modélisation, tandis que le tableau 3-11 présente les tracés accélérographiques et ajustés spectralement. Les figures illustrant les accélérogrammes ajustés de chacun des signaux, accompagnés d'une comparaison entre leur spectre de réponse respectif et l'aléa sismique de Bécancour pour un site de classe A sont incluses dans le tableau 3-11. Une correction supplémentaire a été apportée aux signaux afin d'obtenir des déplacements nuls à la fin des évènements sismiques. Plusieurs erreurs, surtout dans le domaine des hautes fréquences, surviennent dans le processus d'intégration du profil d'accélération amenant un profil de déplacement erroné. La « *baseline correction* » a été réalisée à l'aide du logiciel *SeismoSpect* et consiste en l'ajout d'une fonction cubique pour combler les erreurs de calcul dans les hautes fréquences et ramener le profil des déplacements à zéro à la fin des évènements sismiques.

Tableau 3-8 : Signaux originaux – Saguenay (1998)

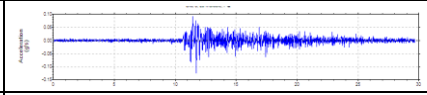
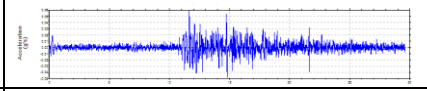
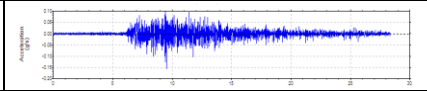
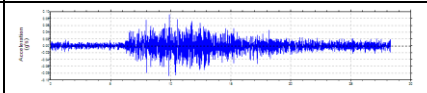
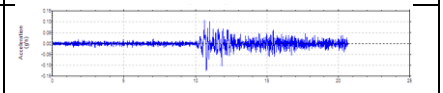
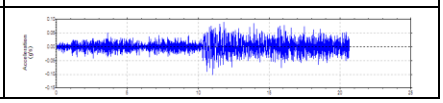
Station	**Loca-tion**	**Fon-dation**	**Direc-tion**	**R_{hypoc}** (km)	**Tp** (s)	**Durée - Trifunac** (s)	**AMS** (g)	**Accélérogramme**
8	La Malbaie	Roc	L	97.4	0.120	11.0	0.124	
8	La Malbaie	Roc	T	97.4	0.250	15.4	0.059	
17	St-André-du-Lac-St-Jean	Roc	L	69.9	0.045	12.5	0.155	
17	St-André-du-Lac-St-Jean	Roc	T	69.9	0.035	15.1	0.091	
20	Les Éboulements	Roc	L	94.9	0.140	15.1	0.125	
20	Les Éboulements	Roc	T	94.9	0.075	16.1	0.102	

Tableau 3-9 : Signaux originaux - Nahanni (1985)

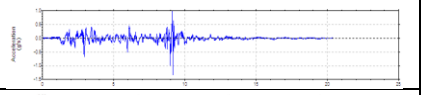
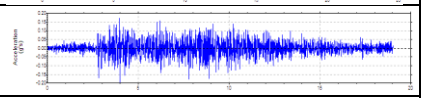
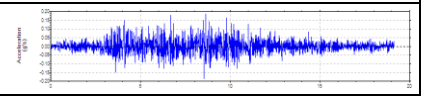
Station	Location	Fonda-tion	Direc-tion	Distance Hypo-centrale km	T_p s	Durée Trifunac s	AMS g	Accélérogramme
1	Iverson	Roc	T	19.5	0.065	7.9	1.345	
3	Battlement Creek	Roc	L	28.6	0.065	12.0	0.193	
3	Battlement Creek	Roc	T	28.6	0.065	11.2	0.186	

Tableau 3-10 : Signaux transformés – Ville de Bécancour

Signaux	Tp	Durée de Trifunac	AMS
	s	s	g
SAG_08L	0.150	12.8	0.204
SAG_08T	0.171	12.3	0.252
SAG_17L	0.195	15.3	0.210
SAG_17T	0.245	18.2	0.245
SAG_20L	0.210	10.4	0.216
SAG_20T	0.090	15.9	0.192
NAH1_S1T	0.195	11.9	0.262
NAH1_S3L	0.200	11.3	0.177
NAH1_S3T	0.248	11.2	0.179

Tableau 3-11 : Signaux transformés – Ville de Bécancour

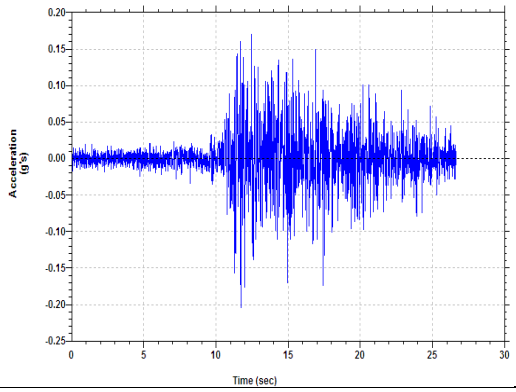
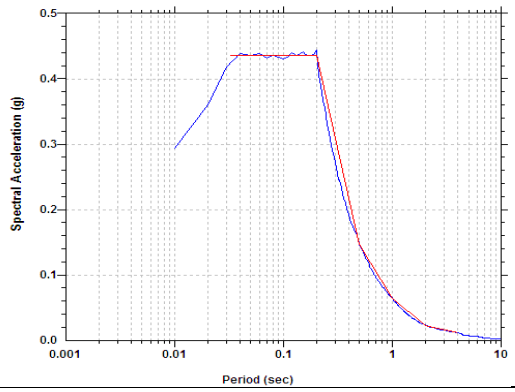
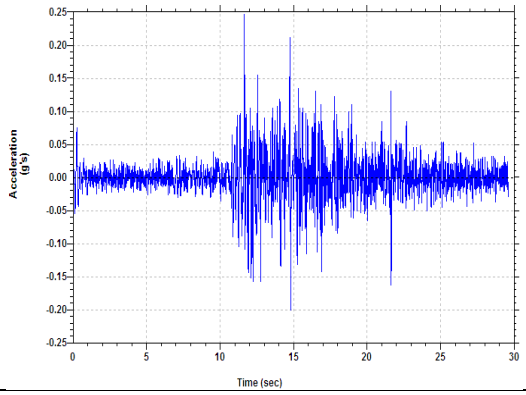
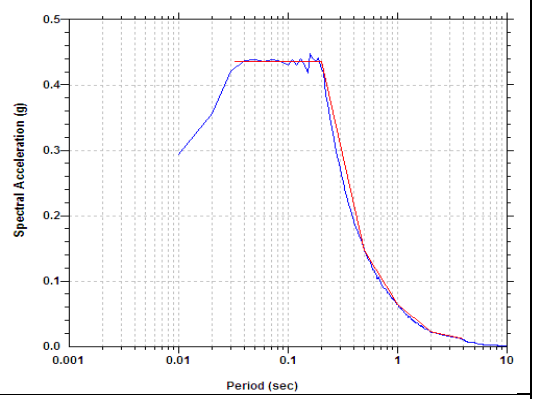
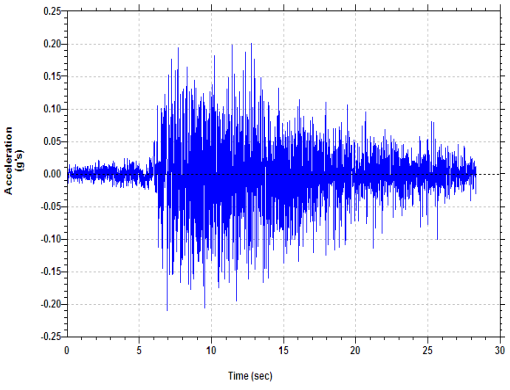
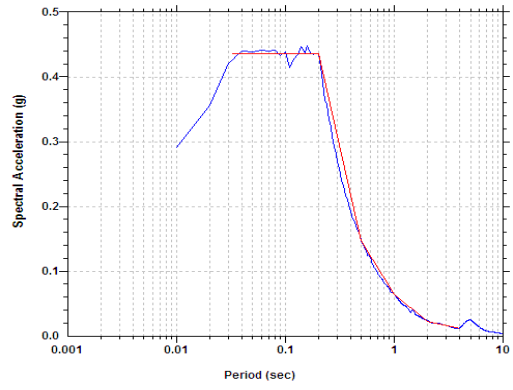
Signal	Accélérogramme	Spectre de réponse
SAG_08L		
SAG_08T		
SAG_17L		

Tableau 3-11 (suite) : Signaux transformés – Ville de Bécancour

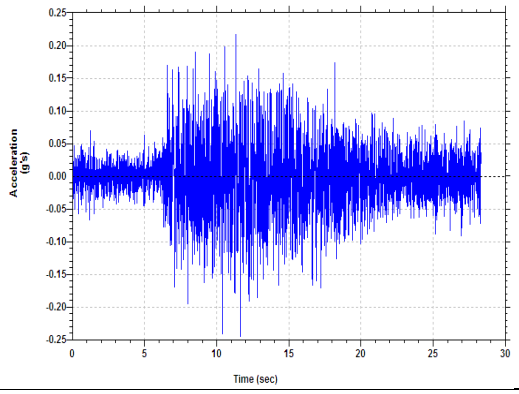
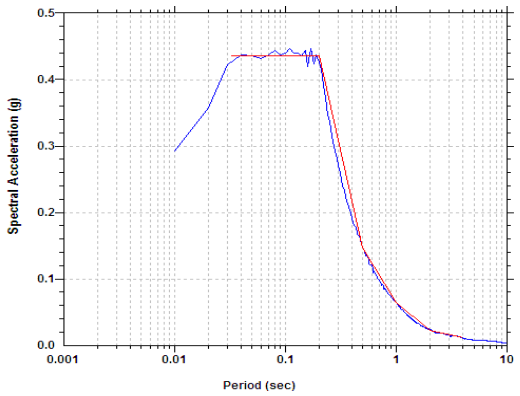
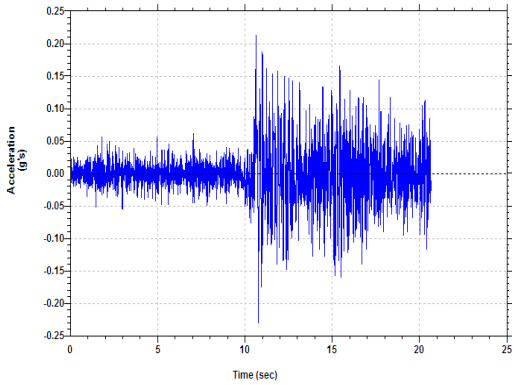
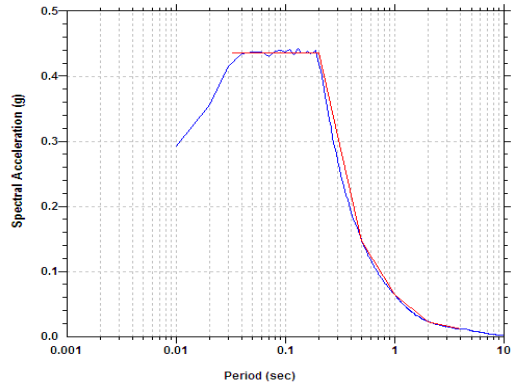
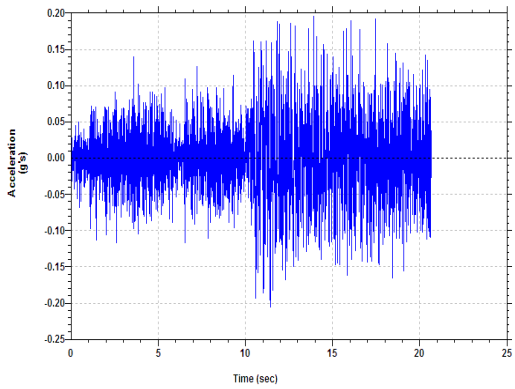
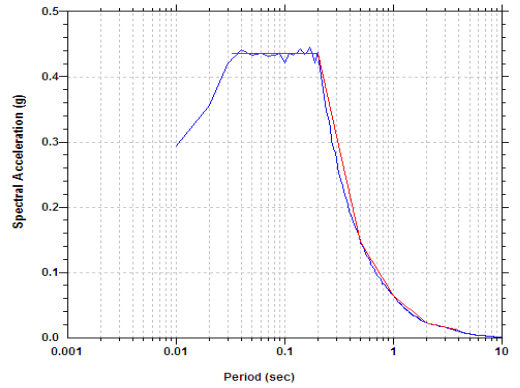
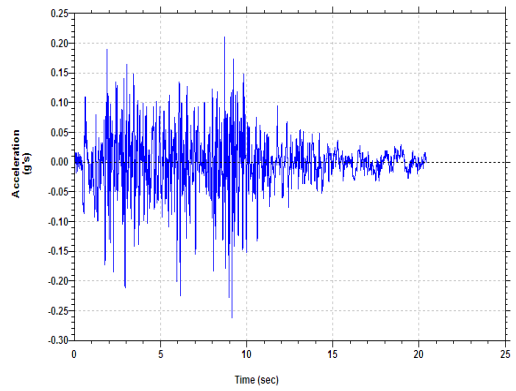
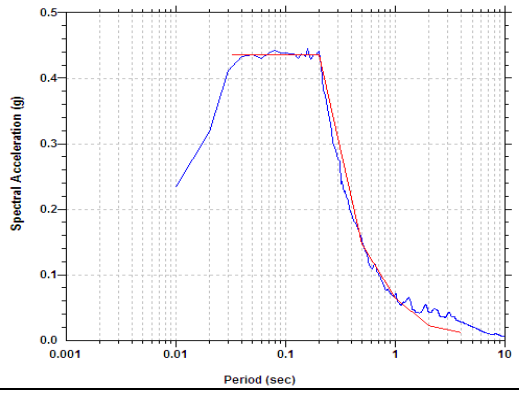
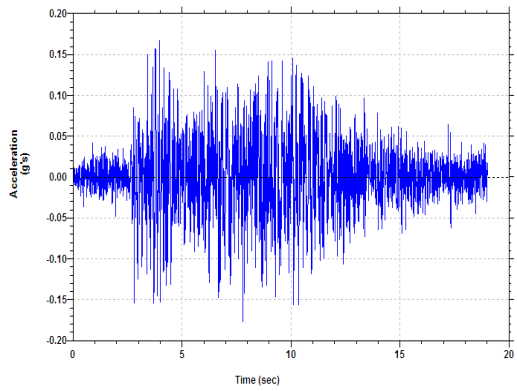
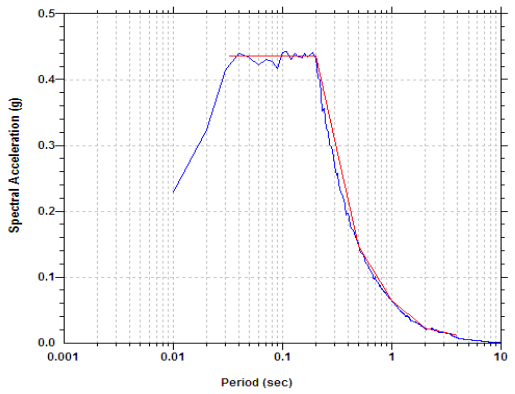
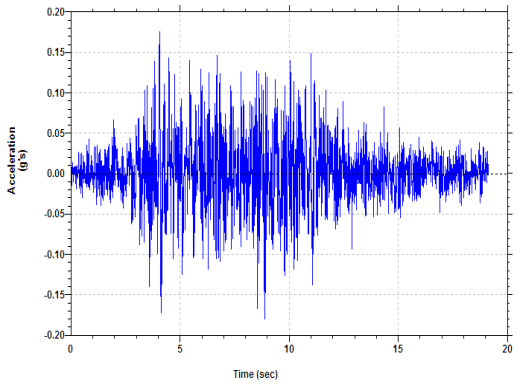
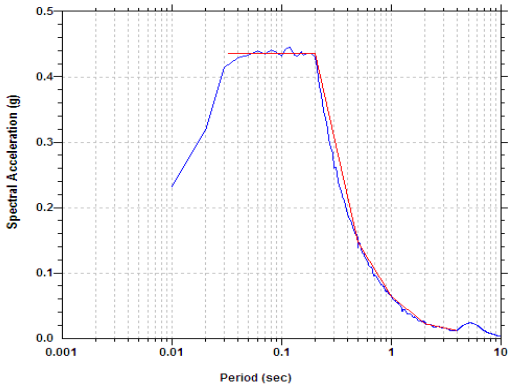
Signal	Accélérogramme	Spectre de réponse
SAG_17T		
SAG_20L		
SAG_20T		

Tableau 3-11 (suite) : Signaux transformés – Ville de Bécancour

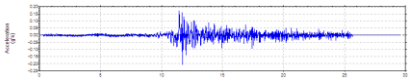
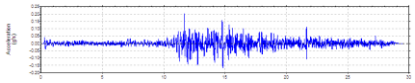
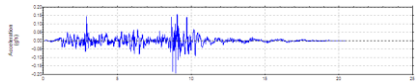
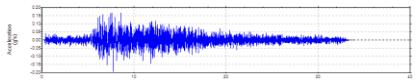
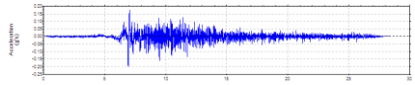
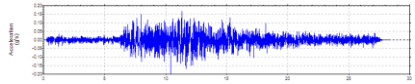
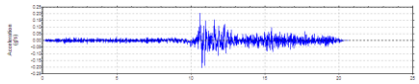
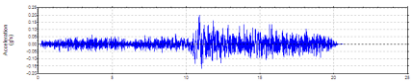
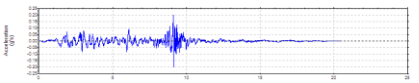
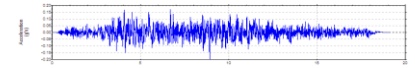
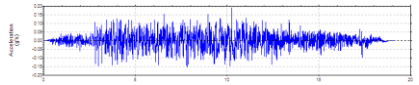
Signal	Accélérogramme	Spectre de réponse
NAH1_S1T		
NAH1_S3L		
NAH1_S3T		

3.5.2 Site de Québec

Le même processus de sélection de séismes, signaux et de transformation de ceux-ci afin d'ajuster leur contenu fréquentiel à l'aléa sismique au site de Québec a été effectué dans le cadre d'une étude (LeBoeuf 2013, non publiée) sur un site situé en proximité du site étudié. Les 8 signaux ainsi formés seront donc utilisés directement dans le cadre de cette étude. Le tableau 3-12 présente les caractéristiques importantes de ces signaux, en plus de fournir une figure illustrant leur

accélérogramme. Les signaux ont été enregistrés lors du séisme du Saguenay en 1988. Les signaux S1280, S320 et S3360 sont des signaux synthétiques simulés dans l'objectif d'obtenir un spectre de réponse similaire à l'aléa de la ville de Québec.

Tableau 3-12 : Signaux conformes au spectre CNBC-2010 – Ville de Québec

Signaux	Tp	Durée de Trifunac	AMS	Sa(0,2)	Sa(0,5)	Sa(1,0)	Sa(2,0)	Accélérogramme
	s	s	g	g	g	g	g	
SAG_08L	0.248	9.9	0.207	0.380	0.158	0.074	0.025	
SAG_08T	0.218	13.1	0.202	0.388	0.158	0.075	0.026	
SAG_10L	0.219	8.5	0.195	0.379	0.160	0.074	0.026	
SAG_16T	0.154	16.4	0.194	0.379	0.158	0.075	0.026	
SAG_17L	0.126	11.4	0.200	0.382	0.158	0.075	0.025	
SAG_17T	0.055	14.5	0.197	0.385	0.156	0.076	0.025	
SAG_20L	0.242	7.4	0.206	0.384	0.157	0.074	0.025	
SAG_20T	0.310	14.4	0.201	0.388	0.159	0.075	0.026	
SIM_1280	0.301	8.1	0.201	0.385	0.156	0.074	0.026	
SIM_3270	0.247	11.3	0.198	0.375	0.158	0.077	0.024	
SIM_3360	0.186	12.1	0.190	0.382	0.148	0.074	0.026	

CHAPITRE QUATRE

ÉTUDE DYNAMIQUE D'UNE FONDATION SUR PIEU

CHAPITRE 4

4 ÉTUDE DYNAMIQUE D'UNE FONDATION SUR PIEU

4.1 INTRODUCTION

Ce chapitre présente les résultats des analyses dynamiques effectuées sur un pieu isolé dans deux dépôts : un dépôt argileux près de la ville de Bécancour et un dépôt pulvérulent situé dans la Ville de Québec. La section 4.2 présente d'abord une étude et une validation statique et dynamique du programme FLAC pour le calcul des pieux. Le programme d'analyse est ensuite présenté à la section 4.3. Par la suite, les études dynamiques pour des deux sites sont décrits dans les sections 4.4 et 4.5, respectivement. On y présente successivement le programme d'analyse, le modèle Flac, les résultats en fonction du temps et finalement une validation des résultats avec d'autres résultats d'essais effectuées par d'autres chercheurs.

Il est à noter qu'un modèle « *lolipop* » a été utilisé afin de modéliser le poids d'une structure sur la fondation dans les analyses. On trouvera les informations techniques détaillées sur les spectres et les signaux utilisés dans les thèses de Maltais (2012) et Yassin (2015, en préparation).

4.2 ÉTUDE ET VALIDATION STATIQUE ET DYNAMIQUE D'UN MODÈLE DE PIEU ISOLÉ

Une étude systématique de l'influence de divers paramètres sur la modélisation d'un pieu isolé dans un dépôt de sol a été conduite avec le logiciel FLAC. Un pieu isolé soumis à un chargement latéral statique a d'abord été analysé et les résultats ont été comparés avec LPILE. Par la suite, une analyse dynamique en champ libre a été effectuée.

Finalement, notre approche dynamique a été confrontée avec les résultats des essais de Boulanger et coll. (1999).

Les résultats de cette étude paramétrique ont été regroupés et sont présentés à l'**annexe A**. Cette annexe est structurée comme suit:

A.1 Étude paramétrique d'un pieu isolé sous chargement statique
A.2 Étude comparative en conditions statiques entre un essai de terrain et FLAC
A.3 Étude paramétrique de la réponse dynamique d'un dépôt uniforme
A.4 Étude paramétrique d'un pieu isolé sous chargement dynamique
A.5 Conclusion

4.3 FONDATION PROFONDE DANS UN DÉPÔT ARGILEUX – ÉTUDE DU SITE DE BÉCANCOUR

Quatre analyses ont été effectuées au site de Bécancour. Deux signaux sont utilisés, ainsi que deux masses différentes représentant la superstructure. La variation de la masse est effectuée afin de forcer le sol à entrer en non-linéarité. Le tableau 4-1 décrit les quatre analyses réalisées au cours de cette étude. Les signaux sismiques ont été décrits au chapitre 3.

Tableau 4-1 : Programme d'analyse – Site de Bécancour

Analyse	Site	Séisme	Station	Orienta-tion	Aléa (CNB 2010)	Signal	$M_{structure}$ (kg)
BEC-R1-M2	Bécancour	Saguenay 1988	8	L	2 % en 50 ans	BEC_SAG_8L	71 594
BEC-R1-M3			17			BEC_SAG_8L	166 565
BEC-R2-M2			8			BEC_SAG_17L	71 594
BEC-R2-M3			17			BEC_SAG_17L	166 565

PRÉSENTATION DU MODÈLE

À l'aide du modèle stratigraphique et géotechnique préparé dans le chapitre 3, ainsi que des diverses conclusions émises au chapitre 5, le modèle présenté au tableau 4-2 a pu être implanté dans FLAC. Toutes les recommandations émises pour la construction du modèle ainsi que la définition des paramètres d'interface sol/pieu ont été respectées. La figure 4.1 illustre le modèle tel que construit dans le logiciel FLAC. Un pieu de 670 mm de diamètre, 19 mm d'épaisseur de paroi et ayant une rigidité EI de 417 MN·m^2 a été modélisé. La superstructure repose sur la tête du pieu à 3,81 m au-dessus du niveau du sol.

Tableau 4-2 : Propriétés saisies dans FLAC- Site de Bécancour

Paramètres du sol											Paramètres d'interface				SOL
Couche	H	Prof moy	γ	ρ	σ'_v	G_{max}	S_u	K'	K_u	ϕ'	k_s,k_n	S_s	ϕ'_s	S_n	
	m	m	kN/m³	kg/m³	kPa	MPa	kPa	MPa	MPa	°	MPa/m	kPa		kPa	
31	0.45	0.225	18	1835	1.84	25.1	140	-	619.1	-	13 052	294.68	-	844.20	Croute argileuse
30	0.45	0.675	18	1835	5.53	25.1	140	-	619.1	-	13 052	294.68	-	844.20	
29	0.45	1.125	18	1835	9.21	25.1	140	-	619.1	-	13 052	294.68	-	844.20	
28	0.45	1.575	18	1835	12.90	25.1	140	-	619.1	-	13 052	294.68	-	844.20	
27	0.45	2.025	17.5	1784	16.47	25.1	63	-	619.1	-	13 052	132.61	-	379.89	Argile silteuse
26	0.45	2.475	17.5	1784	19.93	25.1	63	-	619.1	-	13 052	132.61	-	379.89	
25	0.575	2.9875	16	1631	23.44	8.6	20	-	212.1	-	4472	42.10	-	120.60	
24	0.575	3.5625	16	1631	27.00	8.6	20	-	212.1	-	4472	42.10	-	120.60	
23	0.575	4.1375	16	1631	30.56	8.6	20	-	212.1	-	4472	42.10	-	120.60	
22	0.575	4.7125	16	1631	34.12	8.6	20	-	212.1	-	4472	42.10	-	120.60	
21	0.7	5.35	17	1733	38.42	9.9	30	-	244.2	-	5148	63.15	-	180.90	
20	0.7	6.05	17	1733	43.45	9.9	30	-	244.2	-	5148	63.15	-	180.90	
19	0.5	6.65	16	1631	47.51	8.6	20	-	212.1	-	4472	42.10	-	120.60	
18	0.5	7.15	16	1631	50.61	8.6	20	-	212.1	-	4472	42.10	-	120.60	
17	0.55	7.675	17.5	1784	54.27	22.8	44	-	562.4	-	11 856	92.61	-	265.32	
16	0.55	8.225	19.5	1988	59.05	86.8	-	188.1	-	34	6076	0.00	34	139.94	Sable et silt
15	0.55	8.775	19.5	1988	64.38	86.8	-	188.1	-	34	6076	0.00	34	152.57	
14	0.55	9.325	19.5	1988	69.71	86.8	-	188.1	-	34	6076	0.00	34	165.20	
13	0.55	9.875	19.5	1988	75.04	86.8	-	188.1	-	34	6076	0.00	34	177.83	
12	0.55	10.425	19.5	1988	80.37	86.8	-	188.1	-	34	6076	0.00	34	190.46	
11	0.55	10.975	21	2141	86.11	100.6	-	218.0	-	38	7042	0.00	38	242.53	
10	0.55	11.525	21	2141	92.26	100.6	-	218.0	-	38	7042	0.00	38	259.86	
9	0.55	12.075	21	2141	98.42	100.6	-	218.0	-	38	7042	0.00	38	277.20	
8	0.55	12.625	21	2141	104.57	100.6	-	218.0	-	38	7042	0.00	38	294.53	
7	0.55	13.175	19.5	1988	110.32	92.7	-	200.9	-	35	6489	0.00	35	272.75	
6	0.55	13.725	19.5	1988	115.65	92.7	-	200.9	-	35	6489	0.00	35	285.92	
5	0.55	14.275	19.5	1988	120.97	92.7	-	200.9	-	35	6489	0.00	35	299.10	
4	0.55	14.825	19.5	1988	126.30	92.7	-	200.9	-	35	6489	0.00	35	312.28	
3	0.55	15.375	23	2345	132.60	131.3	-	284.5	-	42	9191	0.00	42	448.17	
2	0.55	15.925	23	2345	139.85	131.3	-	284.5	-	42	9191	0.00	42	472.69	
1	0.55	16.475	23	2345	147.11	131.3	-	284.5	-	42	9191	0.00	42	497.21	

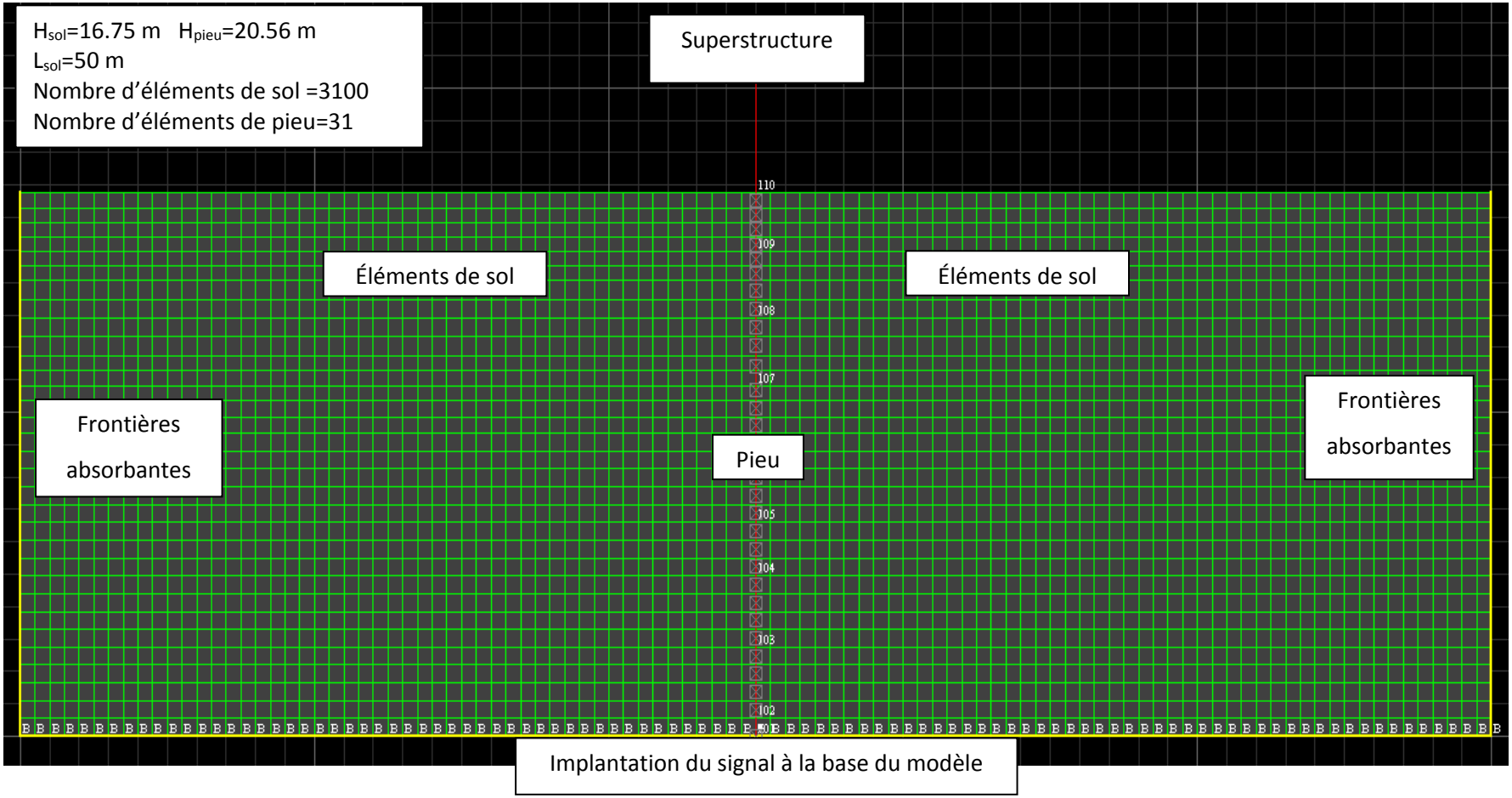


Figure 4.1 : Modèle FLAC – Site de Bécancour

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les données disponibles sont les moments et les accélérations en fonction du temps pour chacun des 32 nœuds modélisés dans le pieu. Les données disponibles sont les moments et les accélérations en fonction du temps pour chacun des 32 nœuds modélisés dans le pieu. De plus, les efforts tranchants en fonction du temps sont disponibles pour chacun des éléments de sol directement adjacent au pieu. Les profondeurs associées à chacun des nœuds et éléments de sol sont précisés dans les tableaux. Afin de donner un aperçu général des résultats, des figures typiques ont été produites et sont présentées comme suit. Les figures 4-2 à 4-4 illustrent les résultats des analyses effectués avec le signal R1 (sag_8L). Les figures 4-5 à 4-7 illustrent les résultats avec le signal R2 (sag_17L). La figure 4-8 illustre le ratio S_u/τ_{max} dans la couche argileuse pour les quatre essais. À noter qu'un ratio S_u/τ_{max} inférieur à l'unité signifie que les contraintes générées par le séisme ont dépassé la résistance en cisaillement en conditions non drainées du sol cohérent.

DISCUSSION

Les analyses ont démontré que le signal sismique est peu amplifié au site de Bécancour. En effet, la couche d'argile molle amortit une partie du signal le rendant presque identique en surface et à la base du modèle. Les moments maximaux varient entre 425 MN · mm et 475 MN · mm et surviennent à une profondeur d'environ 1,6 mètre dans chacune des quatre analyses. Le moment décroit par la suite et devient très faible à une profondeur d'environ 9 mètres. La croûte argileuse, très raide, vient donc reprendre une grande partie de la charge d'inertie imposée par la superstructure ce qui se traduit par un grand moment dans cette couche.

Les contraintes de cisaillement générées lors des essais utilisant la masse M2 ne permettent pas d'amener le sol dans le domaine plastique en cisaillement. Par contre, l'utilisation de la masse M3 amène rapidement la couche d'argile molle dans le domaine plastique en cisaillement.

Comme il était possible de s'y attendre, l'utilisation d'une masse plus élevée dans le modèle sollicite le sol de manière plus importante comme le démontrent les résultats montrés à la figure 4.8. En effet, la masse plus élevée amène la couche argileuse à son critère de rupture pour les deux signaux à une profondeur d'environ 3,5 m. La couche argileuse reste dans le domaine élastique si la masse M2 est utilisée (c.-à-d. La résistance S_u est toujours plus grande que les contraintes dues aux sollicitations maximales imposées durant l'essai).

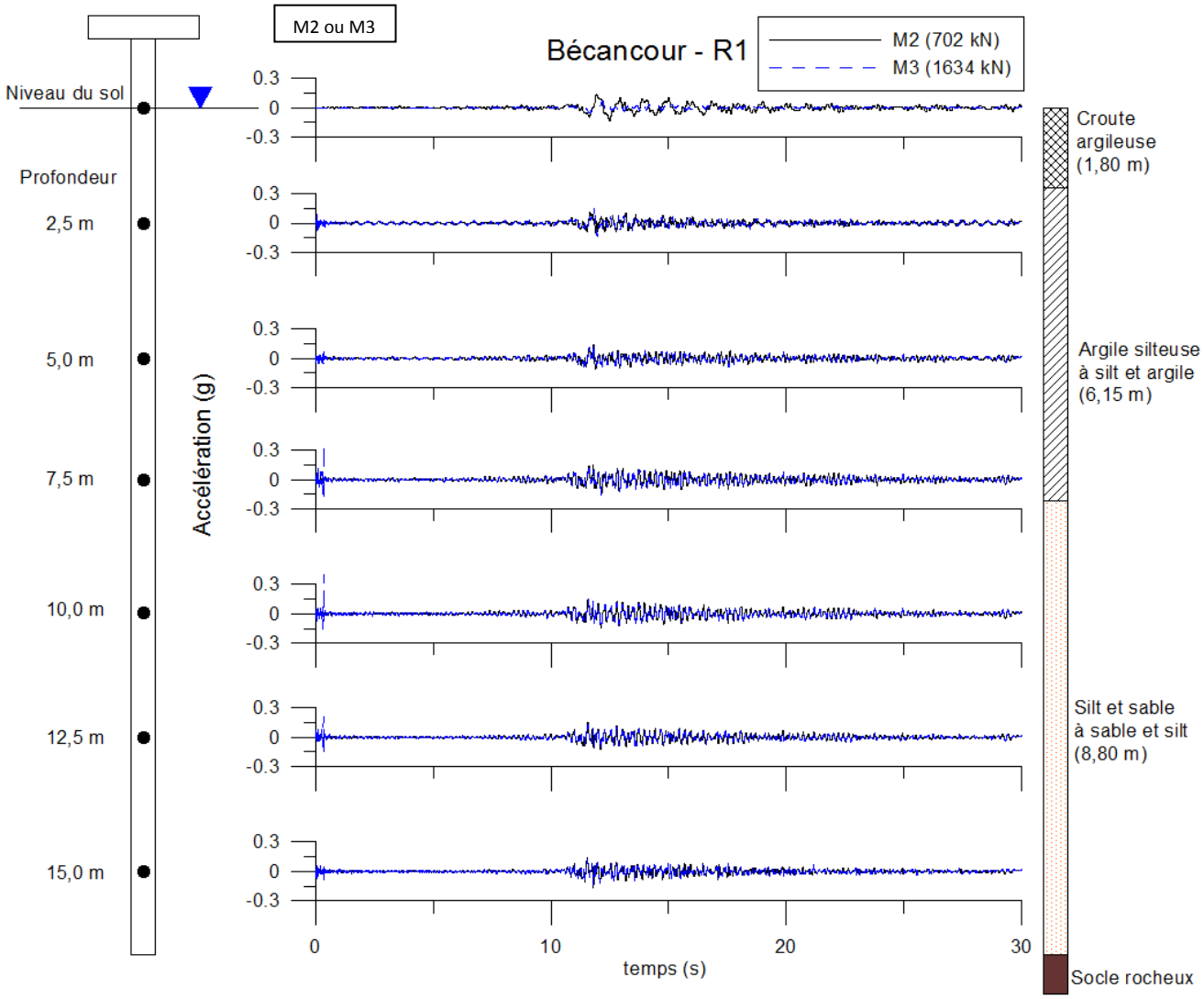


Figure 4.2 : Accélération en fonction du temps – Bécancour-R1

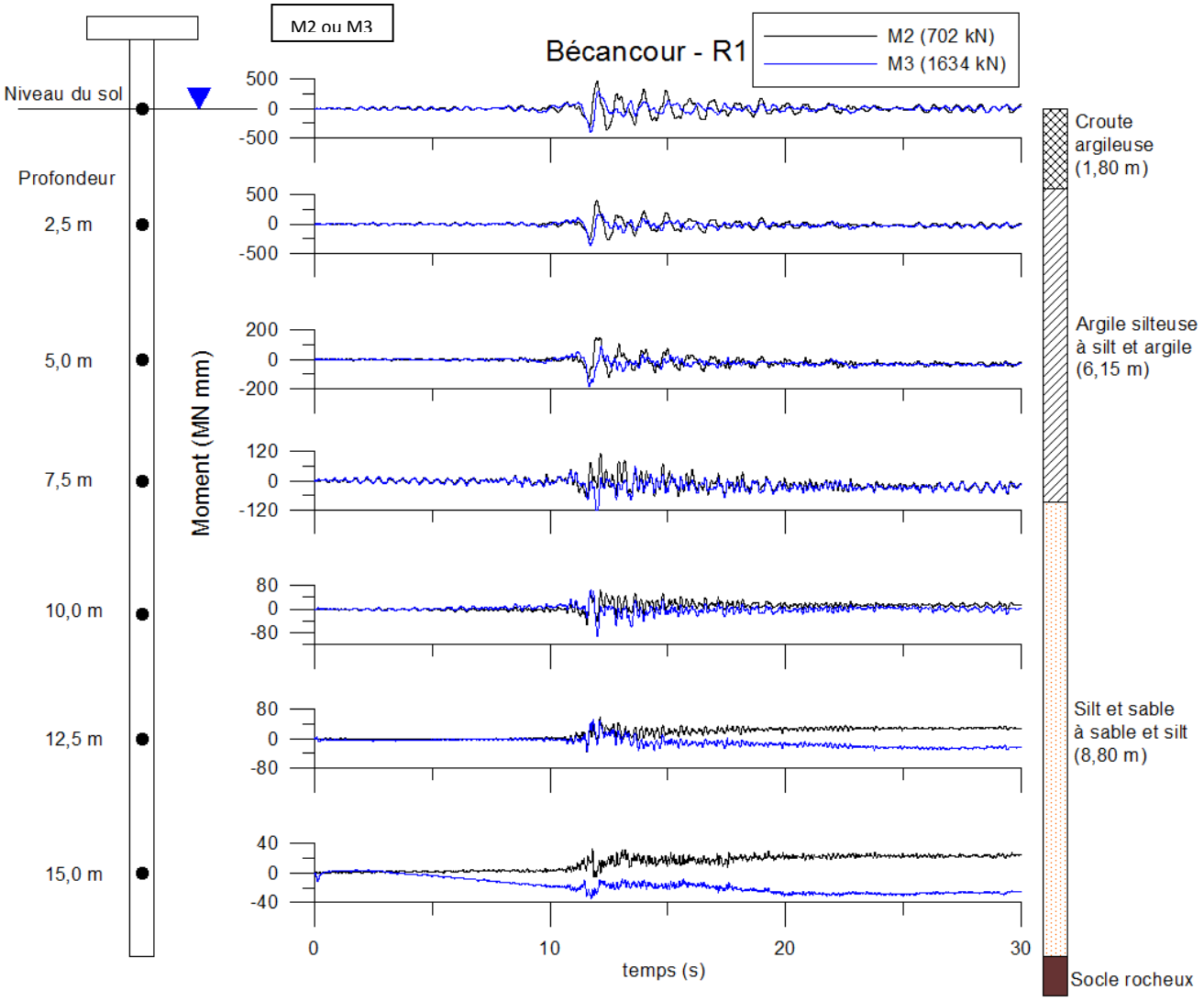


Figure 4.3 : Moment en fonction du temps – Bécancour-R1

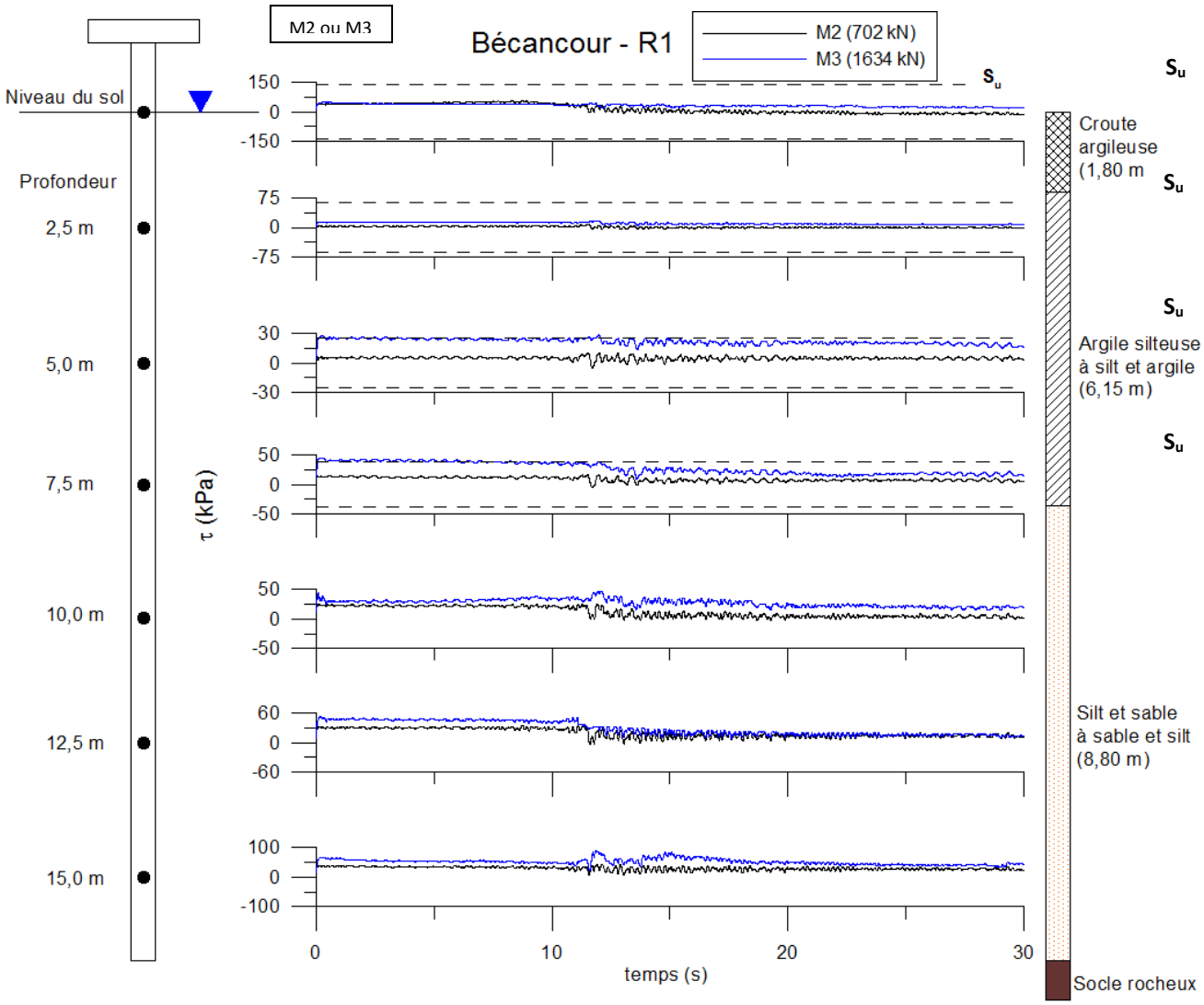


Figure 4.4 : Contraintes de cisaillement en fonction du temps – Bécancour-R1

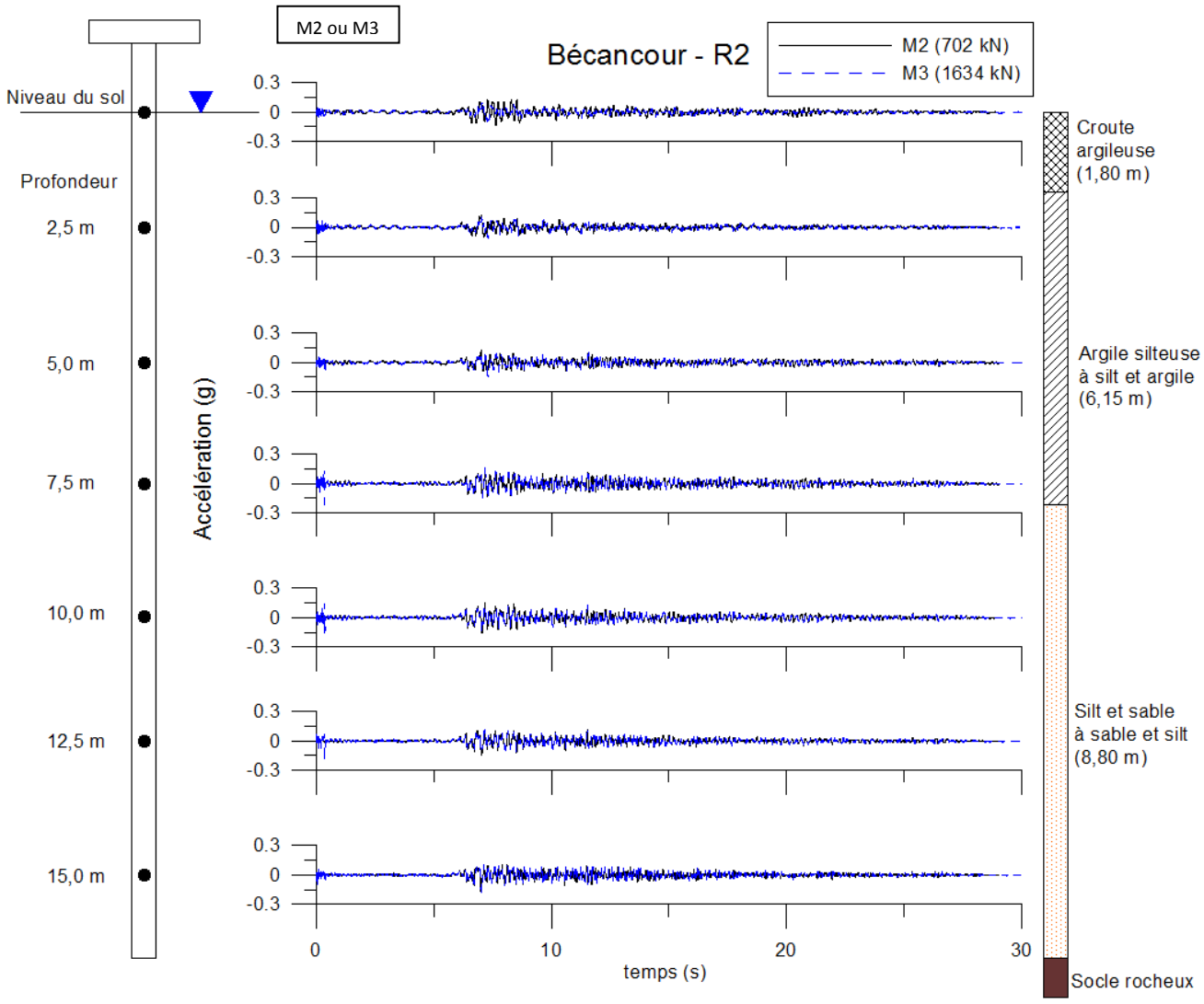


Figure 4.5 : Accélération en fonction du temps – Bécancour-R2

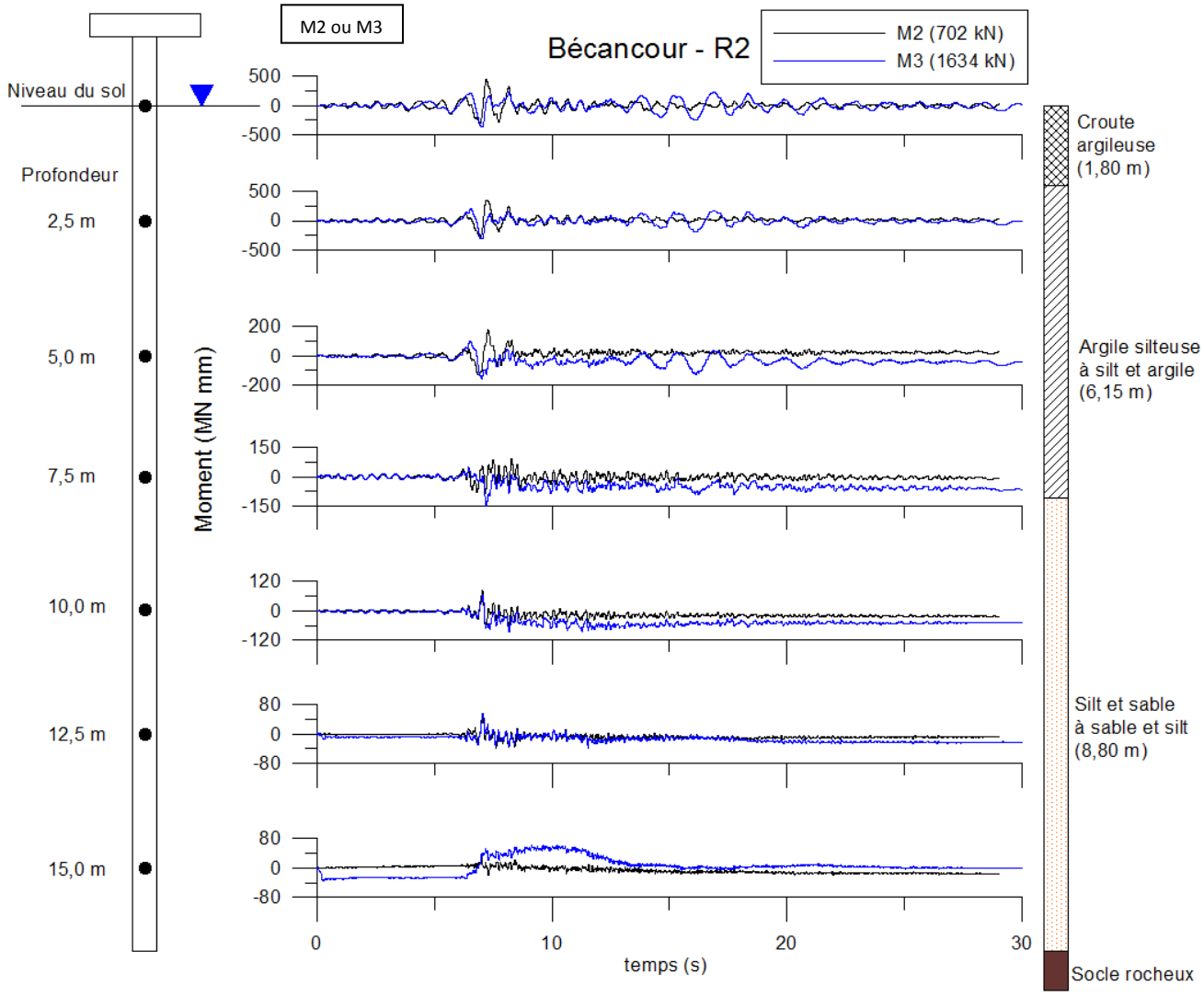


Figure 4.6 : Moment en fonction du temps – Bécancour-R2

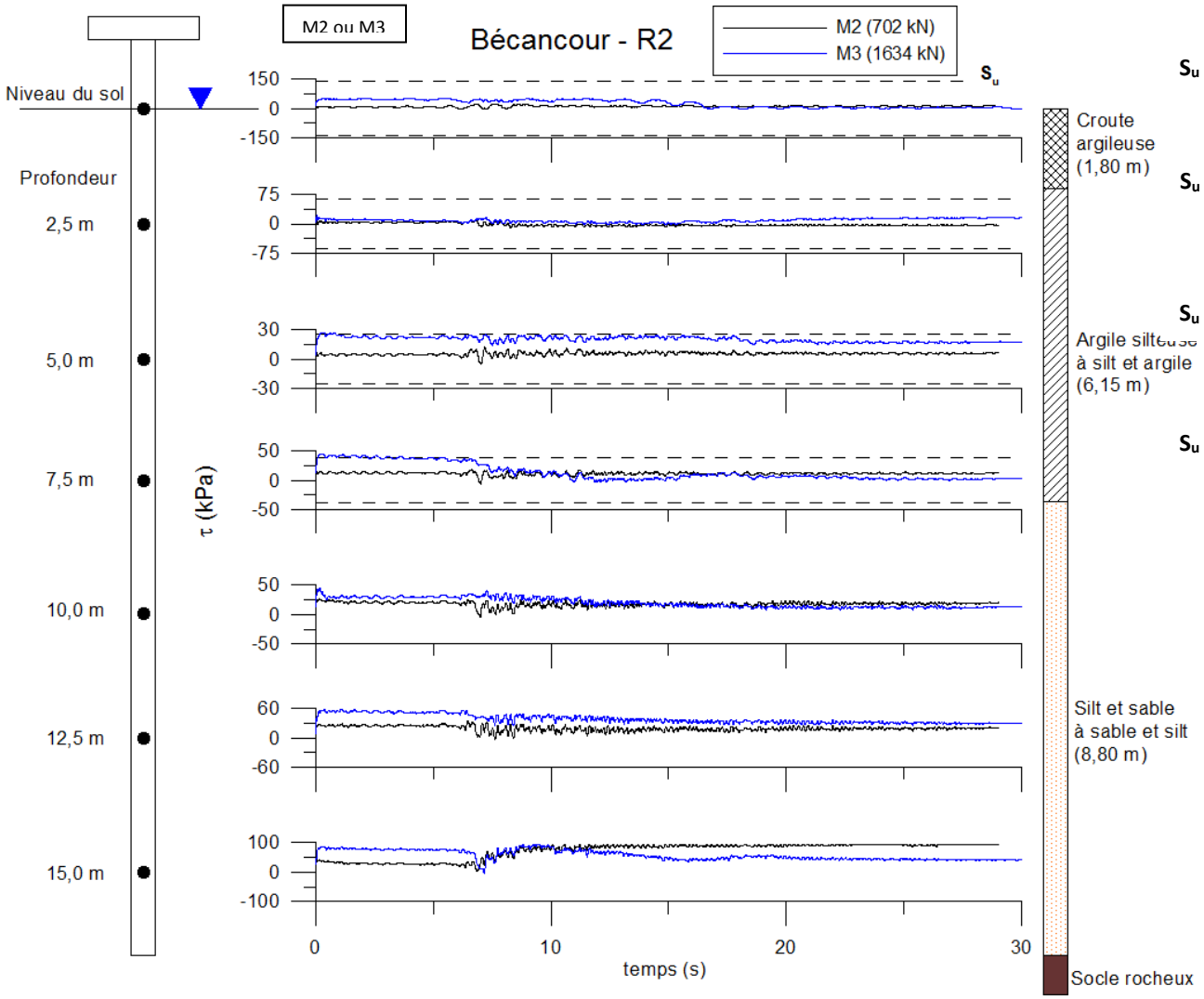


Figure 4.7 : Contraintes de cisaillement en fonction du temps – Bécancour-R2

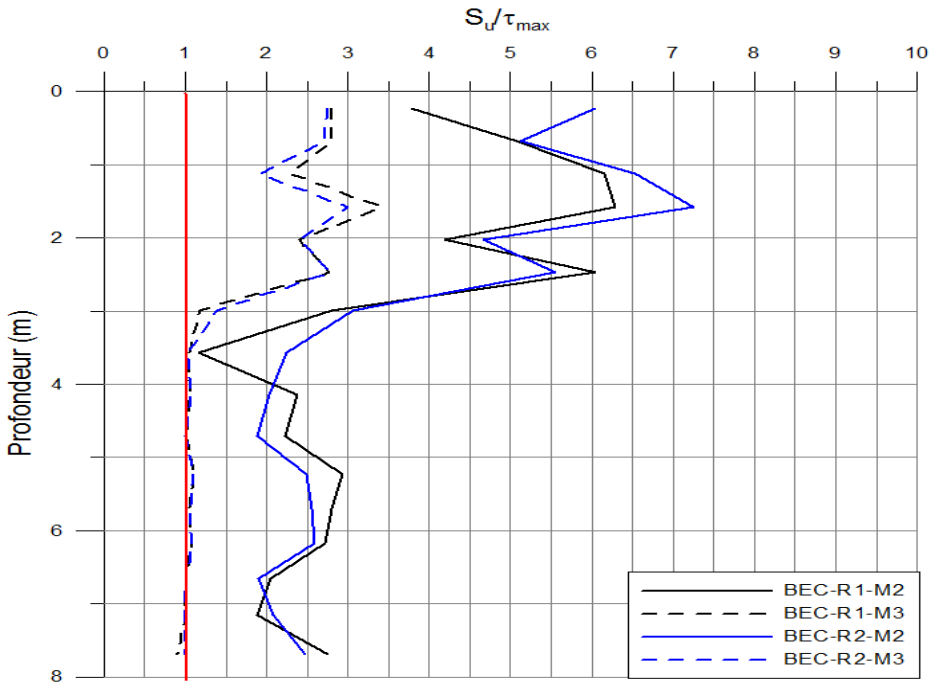


Figure 4.8 : Rapport S_u/τ_{max} dans la couche argileuse

Les résultats des essais avec la masse M3 seront très utiles pour observer la non-linéarité générée par la plastification du sol lors de la création des lois de comportement p-y sismique.

CONCLUSION

Quatre analyses ont été réalisées au site de Bécancour générant plusieurs résultats pour différentes masses de superstructure et différents signaux sismiques. Ces résultats, particulièrement le moment en fonction du temps, pourront être utilisés afin de dériver les paramètres p-y sismique relatif au sol présent au site de la ville de Bécancour selon la méthode présentée dans Rovithis et coll. (2009), méthode qui sera utilisée dans le chapitre 5.

4.4 ÉTUDE DYNAMIQUE D'UNE FONDATION SUR PIEU DANS UN DÉPÔT FLUVIO-GLACIAIRE – SITE DE LA VILLE DE QUÉBEC

Ce chapitre aborde les résultats des analyses numériques effectuées dans le dépôt de sol construit au site de la Ville de Québec. En premier lieu, le programme d'analyse est présenté, suivi par la présentation du modèle FLAC. Les résultats sont ensuite présentés et discutés.

PROGRAMME D'ANALYSE

Comme pour le site de Bécancour, quatre analyses ont été effectuées au site de Québec. Le tableau 4-3 présente la description des analyses, réalisées avec deux signaux sismiques et deux masses différentes pour la superstructure.

Tableau 4-3 : Programme d'analyse – Site de la ville de Québec

Analyse	Site	Séisme	Station	Orienta-tion	CNBC 2010	Nom du signal	$M_{structure}$ (kg)
QC-R1-M2	Québec	Saguenay 1988	8	L	2 % en 50 ans	QC_SAG_8L	71 594
QC-R1-M3			17			Qc_SAG_8L	166 565
QC-R2-M2			8			QC_SAG_17L	71 594
QC-R2-M3			17			Qc_SAG_17L	166 565

PRÉSENTATION DU MODÈLE

Le modèle stratigraphique et géotechnique développé précédemment pour la ville de Québec a été implanté dans le logiciel FLAC. Les paramètres d'interface ont été calculés pour chacune des sous-couches selon la méthode proposée précédemment 5. Un pieu de 670 mm de diamètre, de 19 mm d'épaisseur de paroi et ayant une rigidité flexionnelle EI de 417 MN·m2 a été utilisé. La superstructure est située à 3,81 m du niveau du sol. Le tableau 4-4 présente les propriétés du sol et des éléments d'interface implantées dans FLAC pour le site de la ville de Québec. La figure 4.9 illustre le modèle.

Tableau 4-4 : Propriétés saisies dans FLAC – Site de la ville de Québec

Paramètres du sol									Paramètres d'interface			SOL
Couche	$H_{élément}$	Prof moyenne	ϕ'	γ_{sat}	ρ_{sat}	σ'_v	G_{max}	K'	k_s, k_n	ϕ'_s	S_n	
	m	m	°	kN/m³	kg/m³	kPa	MPa	MPa	MPa/m	°	kPa	
23	0.4	0.2	29	18.5	1886	1.74	16.20	35.10	1134.00	29.00	9.67	Silt et sable
22	0.4	0.6	29	18.5	1886	5.21	16.20	35.10	1134.00	29.00	29.02	
21	0.4	1.2	29	18.5	1886	10.43	16.20	35.10	1134.00	29.00	58.03	
20	0.4	1.4	29	18.5	1886	12.17	16.20	35.10	1134.00	29.00	67.70	
19	0.528	1.864	30	19	1937	16.33	35.25	76.38	2467.50	30.00	98.47	Sable et silt
18	0.528	2.392	30	19	1937	21.18	35.25	76.38	2467.50	30.00	127.73	
17	0.528	2.92	30	19	1937	26.03	35.25	76.38	2467.50	30.00	156.99	
16	0.528	3.448	30	19	1937	30.89	35.25	76.38	2467.50	30.00	186.25	
15	0.528	3.976	30	19	1937	35.74	35.25	76.38	2467.50	30.00	215.51	
14	0.325	4.4025	31	19.5	1988	39.74	56.32	122.03	3942.40	31.00	259.88	Sable et silt
13	0.325	4.5925	31	19.5	1988	41.59	56.32	122.03	3942.40	31.00	271.92	
12	0.325	4.9175	31	19.5	1988	44.73	56.32	122.03	3942.40	31.00	292.51	
11	0.325	5.3775	31	19.5	1988	49.19	56.32	122.03	3942.40	31.00	321.65	
10	0.349	5.7145	32	19.5	1988	52.46	76.52	165.79	5356.40	32.00	372.38	Sable silteux
9	0.349	6.0635	32	19.5	1988	55.84	76.52	165.79	5356.40	32.00	396.38	
8	0.349	6.4125	32	19.5	1988	59.22	76.52	165.79	5356.40	32.00	420.39	
7	0.349	6.7615	32	19.5	1988	62.60	76.52	165.79	5356.40	32.00	444.40	
6	0.349	7.1105	32	19.5	1988	65.98	76.52	165.79	5356.40	32.00	468.40	
5	0.349	7.4595	32	19.5	1988	69.37	76.52	165.79	5356.40	32.00	492.41	
4	0.349	7.8085	32	19.5	1988	72.75	76.52	165.79	5356.40	32.00	516.42	
3	0.349	8.1575	32	19.5	1988	76.13	76.52	165.79	5356.40	32.00	540.42	
2	0.349	8.5065	32	19.5	1988	79.51	76.52	165.79	5356.40	32.00	564.43	
1	0.349	8.8555	32	19.5	1988	82.89	76.52	165.79	5356.40	32.00	588.43	

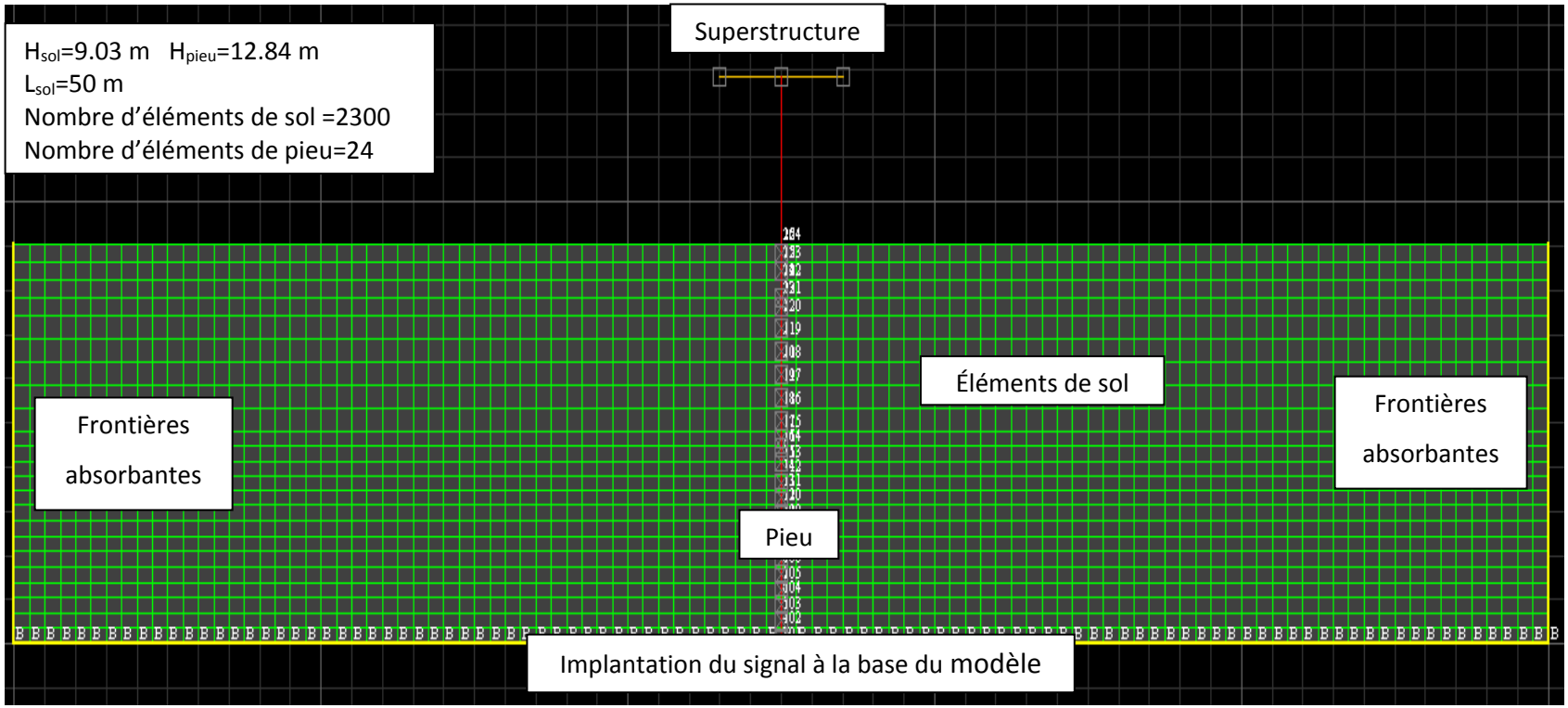


Figure 4.9 : Modèle FLAC – Site de la ville de Québec

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les résultats des analyses pour le site de la ville de Québec sont présentés de manière analogue à ceux obtenus lors des analyses au site de Bécancour. Ainsi, les courbes a(t), M(t) et □(t) sont présenté sur les figures 4.10 à 4.15 pour chacun des essais réalisés avec les signaux R1 et R2.

DISCUSSION

Lors des essais utilisant la masse M2, peu d'amplification du signal a été mesurée. La faible hauteur du dépôt, de même que la compacité lâche du sol peuvent expliquer cette observation. En effet, un sol lâche provoquera un amortissement hystérétique plus important du signal. Cependant, une amplification de l'ordre de 1,5 de l'AMS a été mesurée lors des essais utilisant la masse M3.

Les moments maximum atteints varient entre 350 MN·mm et 400 MN·mm et sont obtenus à des profondeurs de l'ordre de 3 m lors des quatre essais. En surface, les moments maximum sont de l'ordre de 300 MN·mm. À des profondeurs plus élevées, les moments maximaux décroissent graduellement jusqu'à l'atteinte de moment presque négligeable à une profondeur de l'ordre de 8,5 m.

Les contraintes de cisaillement générées varient entre 10 kPa et 250 kPa selon la profondeur. Ces efforts sont suffisants pour amener le massif de sol en entier dans le domaine plastique lors des essais utilisant la masse M2. Les simulations démontrent cependant la plastification du sol lors des essais avec la masse M2. L'état de rupture a aussi été atteint lors de l'utilisation de la masse M3, plus lourde. Les quatre essais réalisés permettront donc de refléter le comportement élasto-plastique non-linéaire du sol, essentielle pour la détermination des caractéristiques p-y sismiques.

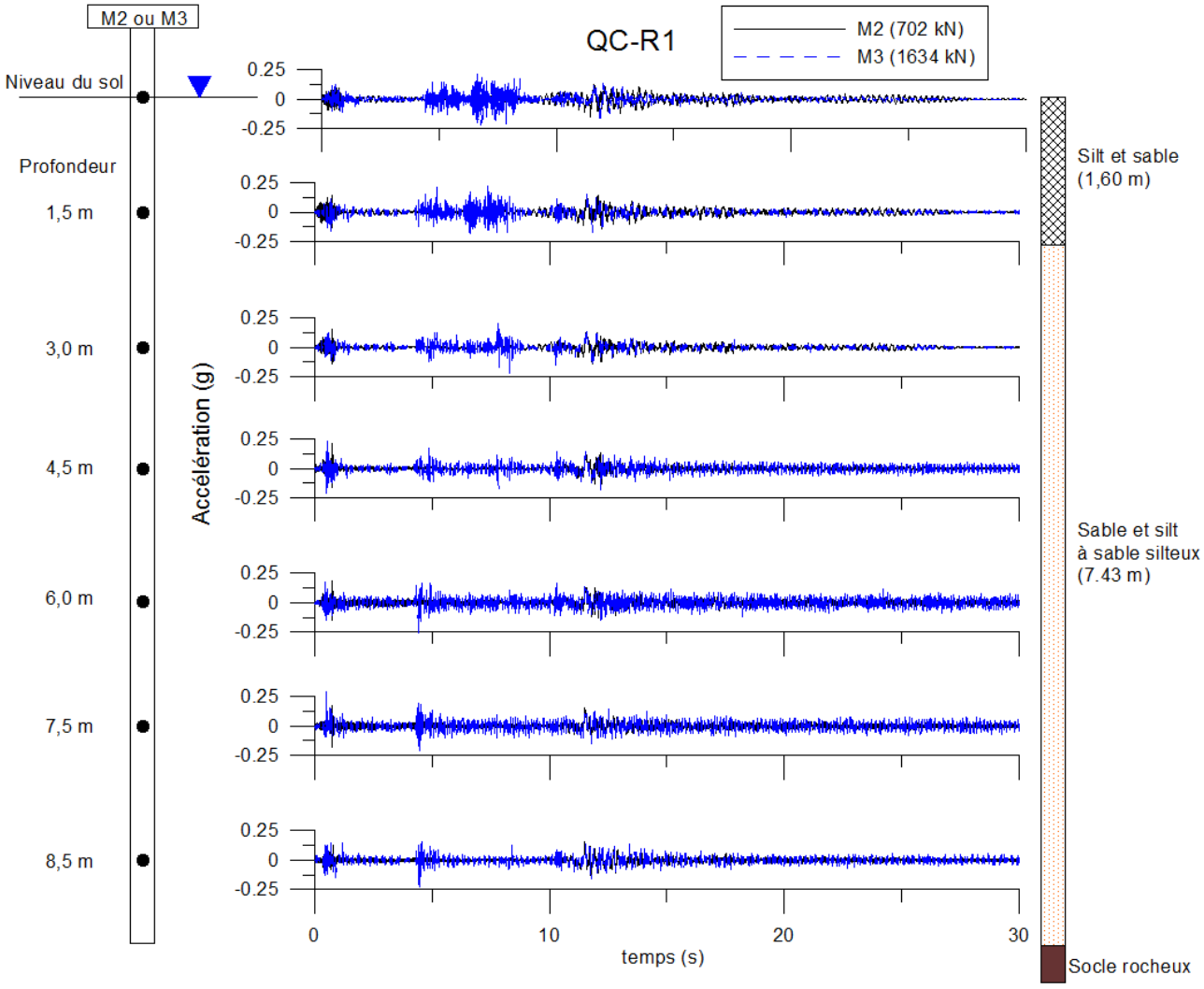


Figure 4.10 : Accélération en fonction du temps – Québec-R1

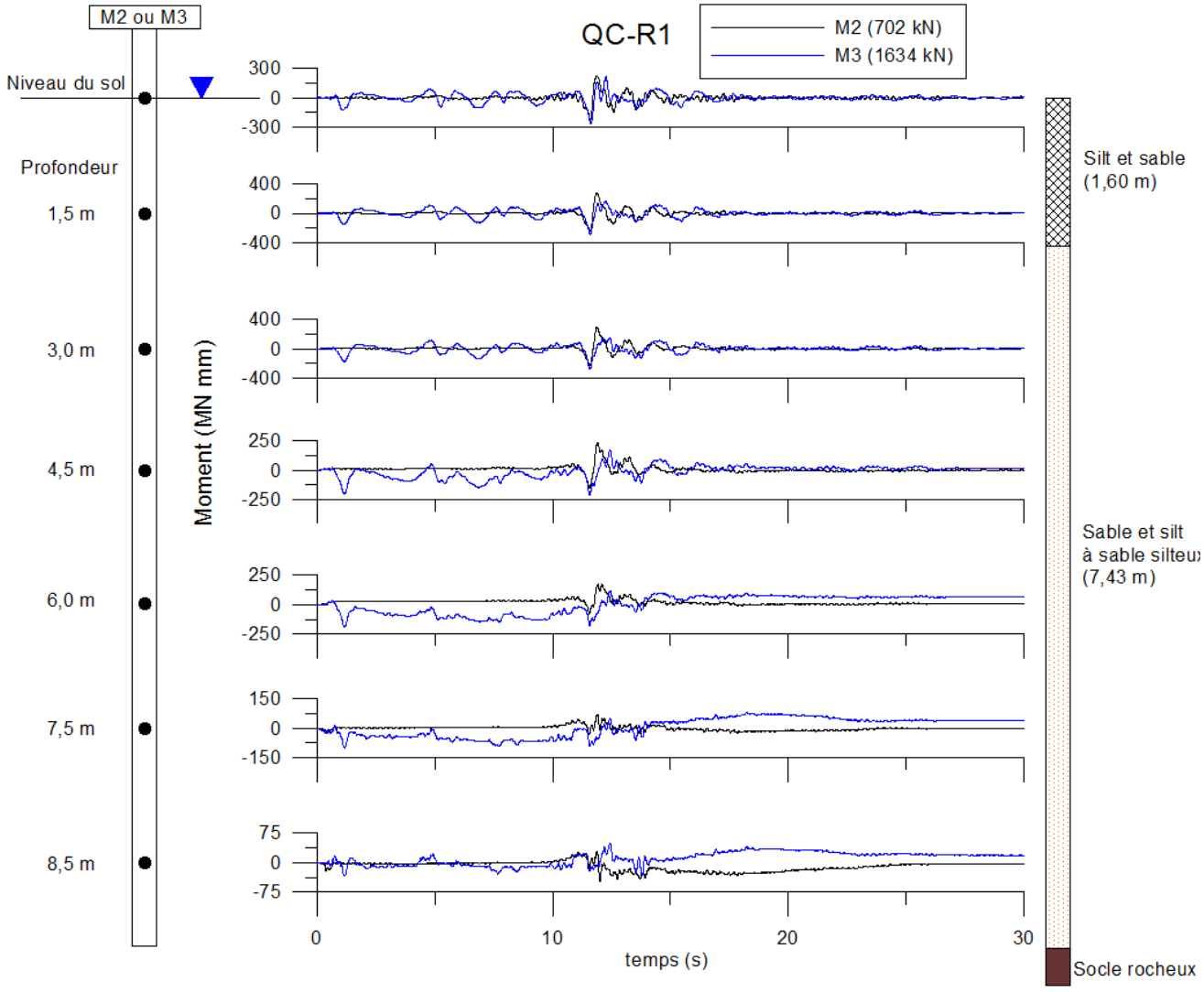


Figure 4.11 : Moment en fonction du temps – Québec-R1

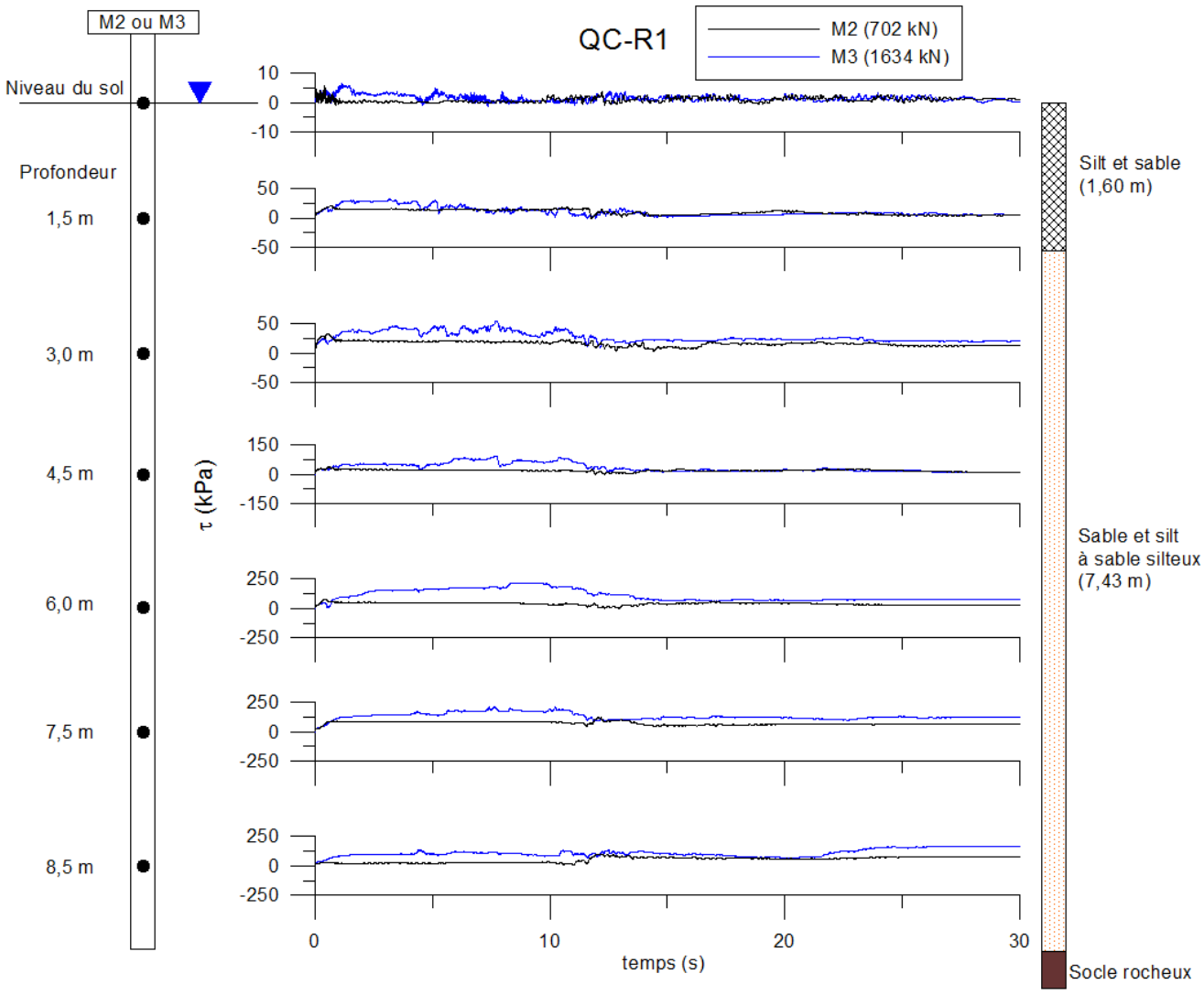


Figure 4.12 : Contraintes de cisaillement en fonction du temps – Québec-R1

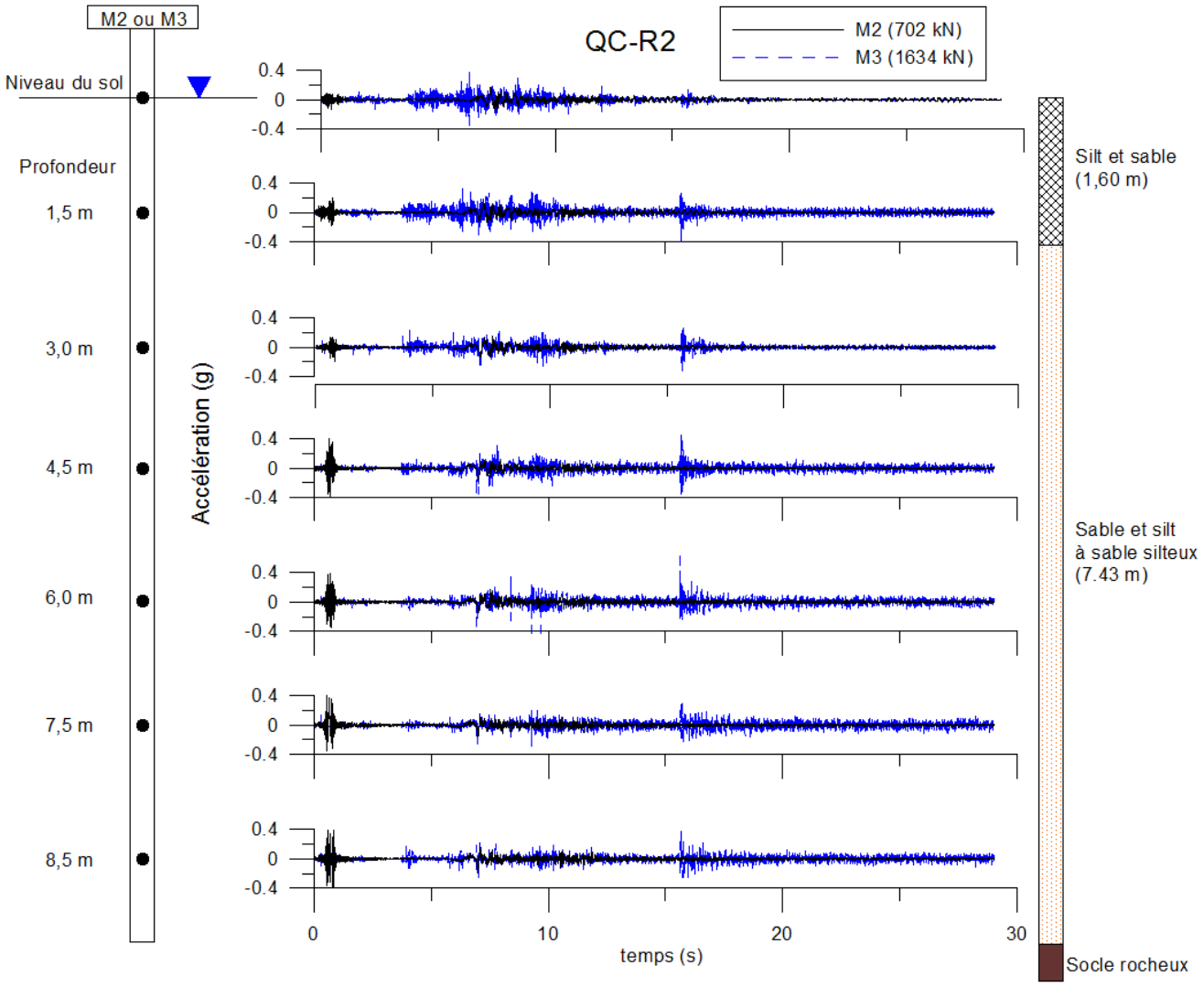


Figure 4.13 : Accélération en fonction du temps – Québec-R2

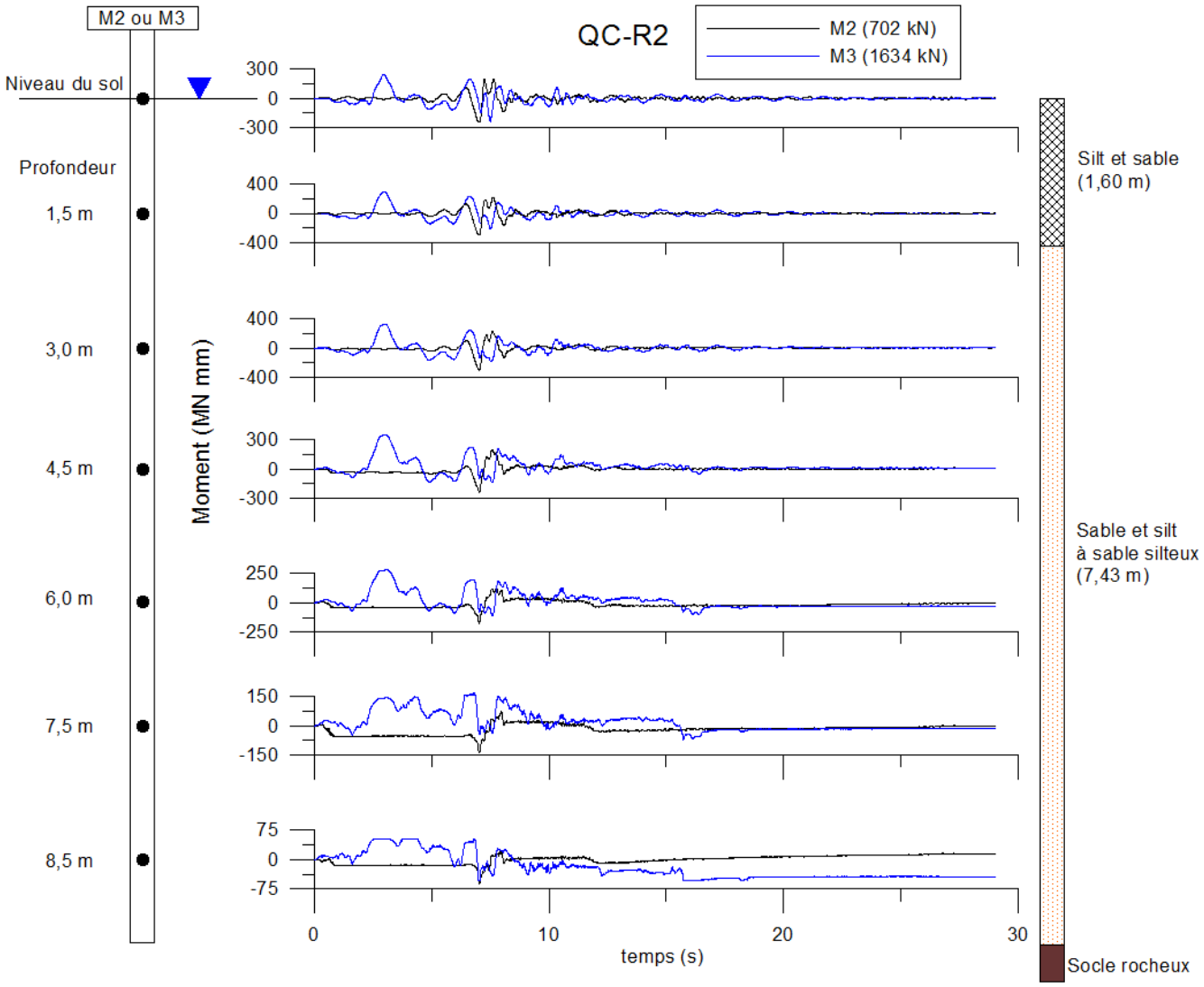


Figure 4.14 : Moment en fonction du temps – Québec-R2

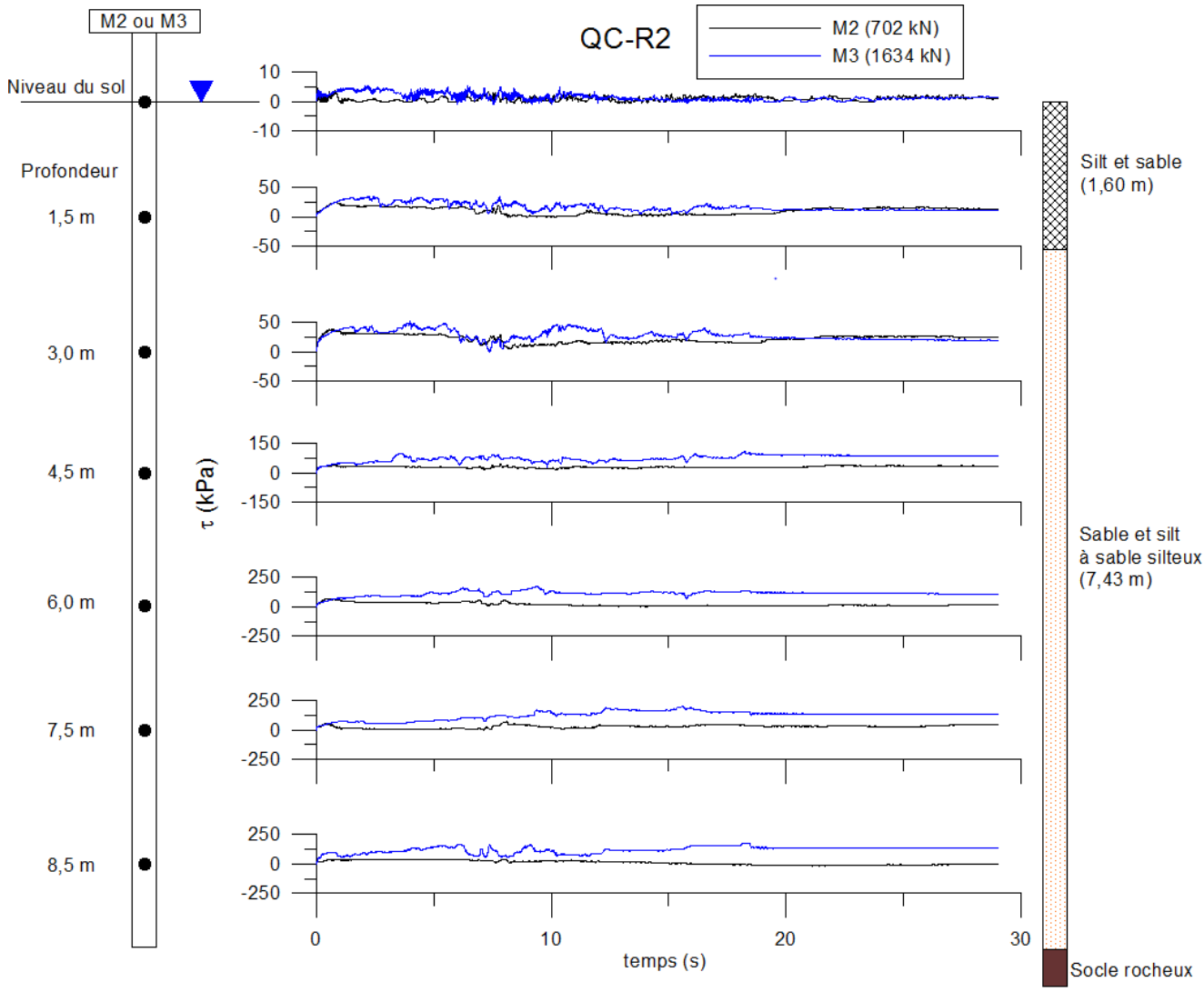


Figure 4.15 : Contraintes de cisaillement en fonction du temps – Québec-R2

4.5 DISCUSSION ET CONCLUSION

Dans le cadre de ce chapitre des analyses dynamiques d'une fondation sur pieu ont été entreprises à l'aide du logiciel FLAC. Les travaux ont essentiellement été réalisés par Maltais (2012). Huit analyses au total ont été complétées couvrant deux sites, deux masses et deux enregistrements sismiques.

Les analyses ont permis d'obtenir les réponses du système de fondation tenant compte de l'interaction sol-structure en termes de moment, accélération et contrainte de cisaillement en fonction du temps. Le rapport S_u/τ_{max} en fonction de la profondeur qui est de nature à nous renseigner sur la mobilisation de la résistance du sol a également été évalué. Ces données sont très utiles puisqu'elles permettent de construire par dérivations et intégrations successives et par rétro-calculs les paramètres des courbes p-y sismiques pour les deux sites considérés comme on verra plus en détail dans le chapitre 5.

CHAPITRE CINQ

MODÉLISATION DU COMPORTEMENT CYCLIQUE POUR DES SOLS DU QUÉBEC

CHAPITRE 5

5 ÉTUDE ET MODÉLISATION DU COMPORTEMENT CYCLIQUE DES FONDATIONS PROFONDES POUR DES SOLS DU QUÉBEC

5.1 INTRODUCTION

L'observation de la performance des fondations profondes lors des récents grands séismes (Loma Prieta (1989), Kobe (1995), etc) a révélé la complexité des phénomènes reliés à l'interaction dynamique sol-fondation-structure ainsi que la vulnérabilité des fondations profondes à de forts mouvements sismiques du sol. Ces problématiques font l'objet de travaux intensifs et systématiques depuis quelques années et des progrès importants ont été accomplis, notamment grâce à l'utilisation d'essais à la centrifugeuse, malgré le fait reconnu que de nombreuses questions scientifiques restent encore ouvertes. Le cas particulier, mais important pour le Québec, des argiles sensibles n'a pas fait l'objet, à notre connaissance, de travaux expérimentaux très approfondis jusqu'à présent.

Le but de ce chapitre est de pallier en partie à cette faiblesse de l'état des connaissances. Ce chapitre comporte deux grands volets distincts. Le premier volet, objet de la section 5.2, présente les résultats d'essais cycliques non-inertiels conduits sur des modèles réduits de pieux enfichés dans une argile très sensible (argile de Louiseville). Le second volet présente une revue et une application des concepts reliés à l'étude de l'interaction dynamique sol-fondation-structure de pieux mis en place dans les argiles sensibles et se divise en trois parties comme suit : (a) la section 5.3 présente une revue des concepts théoriques relatifs à l'analyse sismique des pieux; la méthodologie conçue par Ravithis et al. (2009) pour rétro-calculer les paramètres des modèles p-y hystérétiques à partir d'essais expérimentaux ou de simulations numériques non linéaires (par éléments ou différences finies) est notamment exposée de façon détaillée; (b) la section 5.4 présente les résultats de l'analyse sismique de deux fondations sur pieux réalisée avec la méthode pseudo-statique en utilisant les critères de CAN/CSA-S6-06; (c) enfin, la section 5.5 traite de l'analyse dynamique de 2 structures fondées sur des fondations profondes dans des sols du Québec. Ces analyses dynamiques ont été effectuées afin d'étudier numériquement le comportement de deux fondations profondes et de mettre en œuvre la méthode de Ravithis et al. (2009).

5.2 ESSAIS CYCLIQUES POT-TEST SUR ARGILE DE LOUISEVILLE

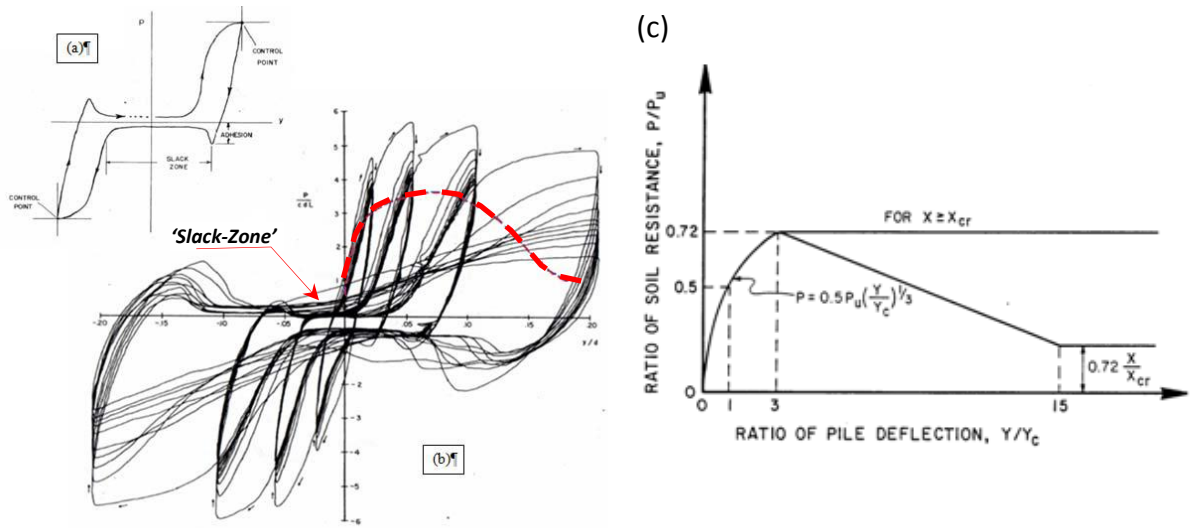
5.2.1 Introduction

La figure 5.1 présente un essai *pot-test* cyclique type effectué par Matlock (1970). Dans ce cas-ci, il s'agit d'un essai à déplacement contrôlé, limité à 10 cycles par niveau de déplacement. Cet exemple démontre en fait que la force requise pour engendrer un même déplacement diminue, puis se stabilise après un certain nombre de cycles. Une zone de relâchement (*slack zone* à la figure 5.1 (a)) est aussi produite une fois le nombre de cycles complété. Cette zone augmente en fonction du nombre de cycles appliqués, diminuant à son tour la résistance du matériau.

L'enveloppe de résistance minimale cyclique (ligne pointillée rouge sur la figure 5.1 (b)), est développée en considérant le rapport entre la charge 'p' et la charge ultime, p_u, en conditions statiques. La figure 5.1 (c) présente la courbe théorique de cette enveloppe de résistance, considérée comme la courbe p-y en conditions cycliques. Cette courbe p-y cyclique démontre la réduction continue et progressive de la résistance du sol, lorsque ce dernier est soumis à une sollicitation cyclique.

Des essais en laboratoire à petite échelle ont été entrepris dans le cadre de ce projet de recherche (Picard, 2012). Le but de ce programme expérimental est d'explorer, sur des modèles réduits de type « pot-test » analogue à ceux utilisés par Matlock (1970), le comportement des pieux sous sollicitation cyclique, et notamment les phénomènes de réduction ou dégradation de la résistance et la rupture du système pieu-sol soumis à une charge cyclique.

La figure 5.2 présente les principales caractéristiques de l'essai pot-test utilisé par Picard (2012). Les échantillons d'argile intacte proviennent des tubes prélevés à Louiseville. Deux différents types d'essais cycliques ont été réalisés : une première série d'essais en chargement par paliers, puis une seconde série d'essais à charge constante. Ces deux séries d'essais, totalisant 10 essais en conditions cycliques, vont permettre notamment de définir la résistance cyclique de l'argile pour des chargements symétriques en compression et d'étudier les relations possibles entre un comportement cyclique uniforme et non-uniforme. On se réfèrera au mémoire de Picard (2012) pour obtenir l'ensemble des résultats et des informations sur les modes expérimentaux.



(a; b) Essai *pot-test :* chargement latéral cyclique à déplacement contrôlé (tiré de Matlock (1970)

(c) Courbe p-y cyclique théorique

Figure 5.1 : Essai *pot-test* cyclique à déplacement contrôlé et courbe p-y cyclique selon Matlock (1970)

5.2.2 Programme d'essais

L'essai *pot-test* en conditions cycliques est réalisé en chargement contrôlé, induisant une sollicitation symétrique en cisaillement. Deux types d'essais ont été effectués sur l'argile de Louiseville et ce, pour trois tranches de profondeurs moyennes différentes. Ces profondeurs sélectionnées étant les mêmes que celles en conditions statiques, vont permettre de faire un parallèle avec les essais réalisés en chargement monotone.

D'abord, une série de trois essais par augmentation progressive de la charge par paliers de dix cycles a été réalisée. Initialement, l'augmentation se fait par paliers de 10 N, puis diminue à 5 N lorsque la plastification de l'échantillon semble atteinte. Par la suite, sept essais en chargement constant ont été effectués, en imposant une charge d'amplitude constante dès le début de l'essai. La sélection de la force appliquée est choisie par rapport à la résistance latérale ultime du sol en condition statique: soit entre 50 et 70 % de p_{ult}.

5.2.3 Présentation et discussion des résultats expérimentaux

L'essai '*pot-test'* permet une première appréciation de la résistance ultime latérale du sol soumis à un chargement latéral cyclique. La figure 5.3 présente des courbes expérimentales typiques obtenues pour les deux modes de chargement cyclique (par paliers d'amplitude croissante et par palier unique).

On se réfèrera au mémoire de Picard (2012) pour consulter l'ensemble des résultats expérimentaux.

Observations de Picard (2012) sur le comportement p-y cyclique d'un pieu dans l'argile sensible

Les courbes obtenues à partir des essais cycliques à chargement constant et par paliers montrent les similitudes entre les deux essais. Les courbes présentées à la figure 5.3 démontrent bien que le sol a un même comportement sous les deux types de chargements étudiés. En effet, les boucles hystérétiques reflètent le comportement élastique du sol en début d'essai. Par la suite, la dissipation d'énergie se fait remarquer par l'ouverture progressive des boucles. Plus les déplacements s'accentuent, plus le module de cisaillement à petites déformations diminue. Enfin, la rupture de l'échantillon est atteinte suite aux déplacements importants dus à la fatigue du sol.

Par ailleurs, les courbes « déplacement (y) - N », présentées à la figure 5.4, montrent l'évolution des déplacements en fonction du nombre de cycles N. À chacune de ces courbes, un point de fléchissement est observé. Ce point d'écrouissage identifie la rupture initiale du sol, où les déformations s'accentuent rapidement une fois ce point atteint.

Le chargement par paliers a été réalisé dans le but d'obtenir, pour l'argile de Louiseville, des courbes p-y semblables à celles établies par Matlock (1970). Ces courbes sont obtenues à partir de l'enveloppe de stabilisation de la force lors d'un essai à déplacement contrôlé. Pour engendrer un même déplacement, la force diminue lorsque le nombre de cycles augmente. Cette enveloppe de résistance minimale définie la courbe p-y en conditions cycliques. Cependant, l'essai *pot-test* développé pour étudier l'argile de Louiseville se fait sous chargement contrôlé. Ainsi, plus la force augmente et plus le déplacement engendré s'accroît, conduisant éventuellement à la rupture de l'échantillon. L'enveloppe de stabilisation de la force ne peut être obtenue à partir de ce type d'essai.

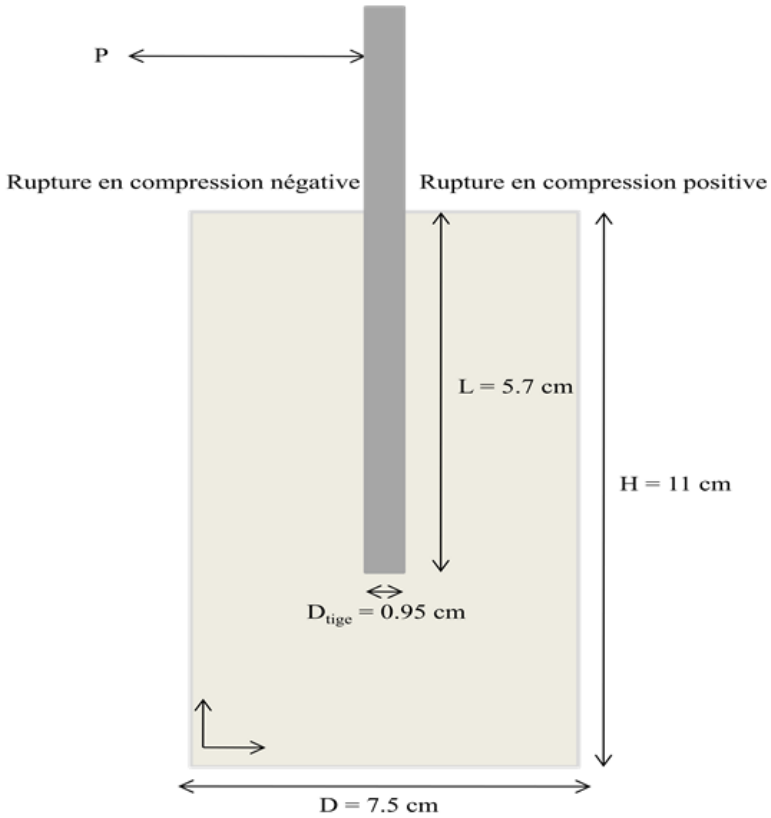
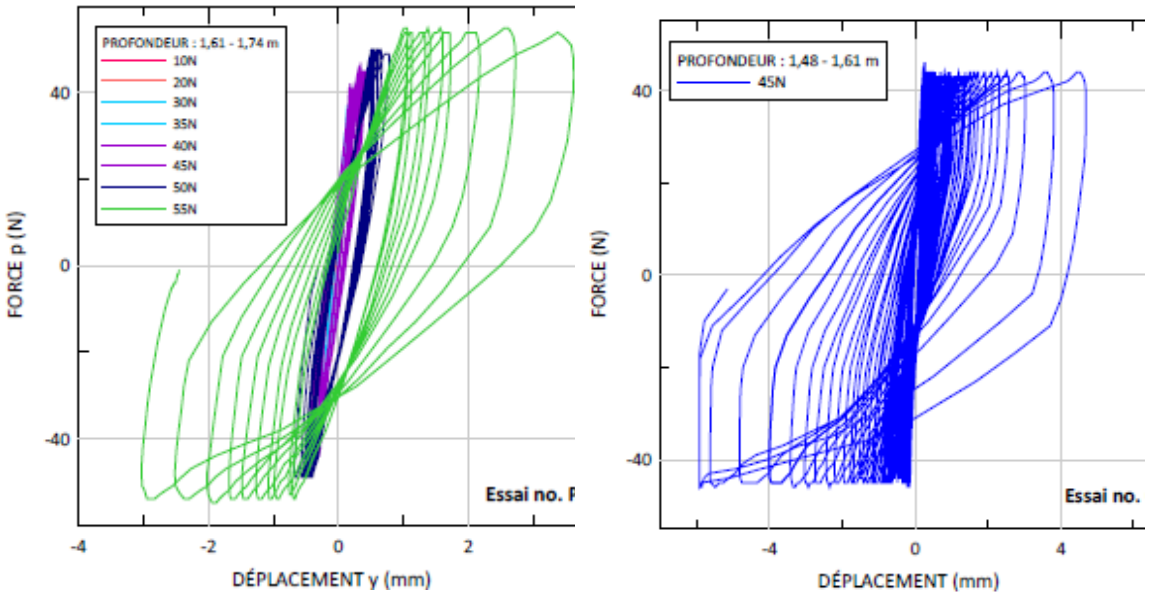
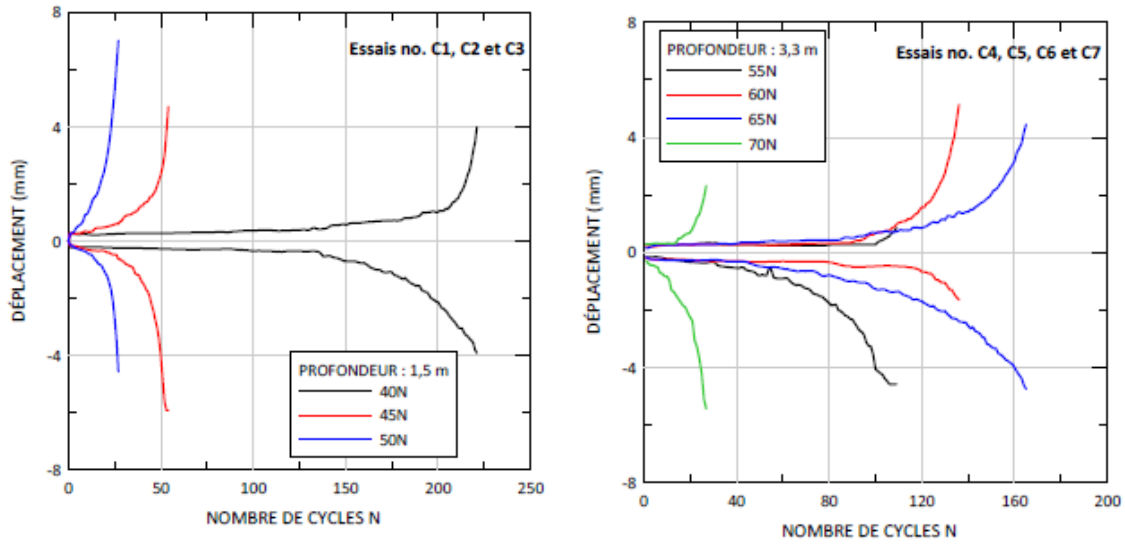


Figure 5.2 : Ruptures en compression positive et négative



(a) Par augmentation par paliers **(b) En chargement d'amplitude constante (un seul palier)**

Figure 5.3 : Courbes hystérétiques types obtenues lors de l'essai *pot-test* (Picard, 2012)



(a) Pour une profondeur moyenne de 1,5 m **(b) Pour une profondeur moyenne de 3,3 m**

Figure 5.4 : Évolution du déplacement y en fonction du nombre de cycles N (courbes y-N), pour un chargement constant (Picard, 2012)

Influence du nombre de cycles

Suite aux observations réalisées à partir des courbes « y-N » (y est le déplacement et N, le nombre de cycles), un critère de rupture peut être établi, soit celui du déplacement cyclique du sol. La figure 5.5 montre les principales caractéristiques de ce critère de rupture, où le déplacement est fonction du nombre de cycles appliqué. Deux phases définissent l'évolution du déplacement, séparées par le point de fléchissement, qui définit la rupture initiale du sol. La première phase constitue l'augmentation progressive des déplacements. La deuxième phase est définie par une augmentation rapide des déformations : moins de cycles sont requis pour engendrer des déplacements importants, pour éventuellement atteindre la rupture du sol.

Tous les essais en chargement constant présentent ce critère de rupture, où les déformations augmentent progressivement, suivant une pente légère, jusqu'à ce qu'elles atteignent le point de fléchissement, à partir duquel il y a une augmentation importante des déformations en peu de cycles. Le point de rupture initiale dépend grandement de la force cyclique appliquée à la tige. En effet, plus la force appliquée est élevée, plus les déplacements initiaux sont importants. Ainsi, un moins grand nombre de cycles est requis pour causer la rupture du sol.

La rupture en régime cyclique d'un pieu dans une argile sensible est très semblable à celle observée au triaxial cyclique ou au DSS cyclique pour des sols semblables (voir LeBoeuf et al.,

2016). Dans un essai cyclique, le phénomène observé est de type « *cyclic softening* » et la dégradation ou la détérioration de la rigidité du sol survient seulement lorsque la rupture par cisaillement du sol est atteinte. Cette rupture peut toutefois survenir assez brutalement. C'est d'ailleurs pour cette raison que le critère de rupture en régime cyclique de Burkhardt (2004) a été adopté par Picard (2012).

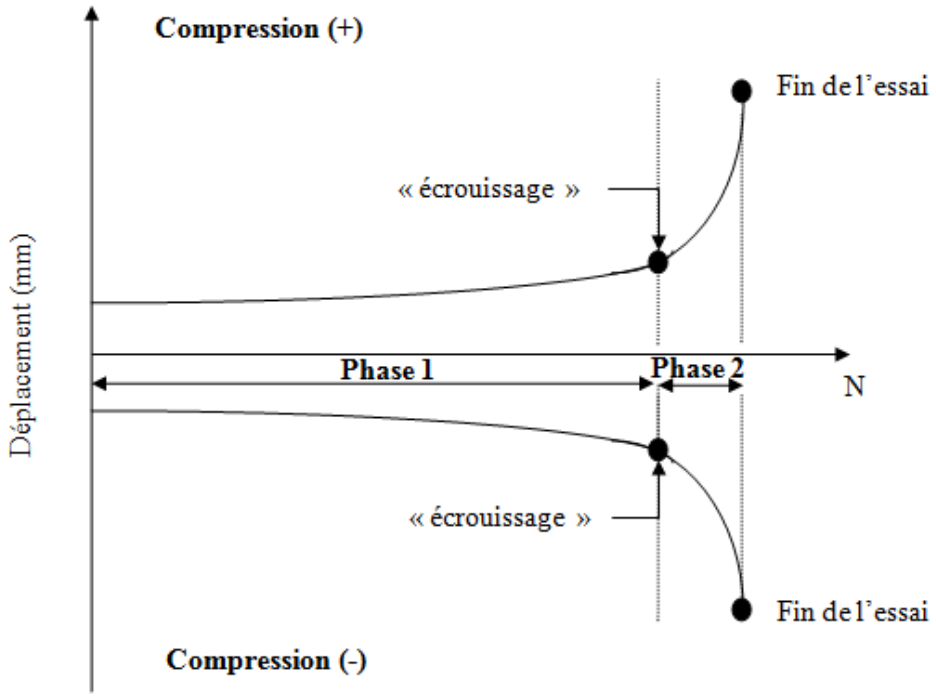


Figure 5.5 : Schéma du critère de rupture (adapté de Burckhardt, 2004)

5.3 CONCEPT THÉORIQUE POUR CHARGEMENT SISMIQUE

5.3.1 Introduction

Dans le sillage de l'approche dite de Winkler, plusieurs méthodes ont été proposées pour l'analyse de l'interaction sismique sol-structure. Parmi ces méthodes on peut citer (i) les relations simplifiées pour rigidité (ressort) et amortissement (piston) en fonction de la fréquence d'excitation pour les systèmes sol-structure linéaires (Dobry et al. 1982; Gazetas et Dobry 1984; Kavvadas et Gazetas 1993), mais aussi (ii) des modèles analytiques plus rigoureux type p-y (Matlock et al. 1978; Nogami et al. 1992; EL Naggar et Novak 1995, 1996; Badoni et Makris 1996; Boulanger et al. 1999; Gerolymos et Gazetas 2005; Gerolymos et al. 2007), où des phénomènes complexes tels que la non linéarité des sols et des pieux, la séparation du sol et du pieu et le glissement du sol, la dégradation de rigidité et de résistance sont pris en compte. Ces modèles analytiques complexes (bien que non rigoureux) demandent souvent des calibrations de leurs paramètres sur la base de données expérimentales ou numériques (Gerolymos and Gazetas 2005).

5.3.2 Objectifs de la démarche

L'objectif général poursuivi par cette démarche est de présenter les aspects théoriques derrière la méthodologie développée par Ravithis et al. (2009) qui permet : (**i**) de construire les courbes hystérétiques p-y des pieux et caissons sous charges sismiques sur la base d'intégrations et de dérivations successives; et (**ii**) de déterminer les caractéristiques des ressorts de Winkler et des amortisseurs permettant de modéliser l'interaction sol-structure dans le cadre d'un système global utilisant un logiciel d'analyse de structure comme SAP2000 ou ABAQUS.

Partant des moments de flexion en fonction du temps est à différentes profondeurs des pieux, déterminés sur la base de simulations numériques (éléments finis ou différences finies) pour les sites représentatifs des sols du Québec choisis et les enregistrements sismiques correspondants développés au chapitre 3, les aspects théoriques couvrent en particulier :

(i) Le développement, par intégrations et dérivations successives des moments de flexion établis par simulations numériques, des équations de la pression de sol *p(t)* et des déplacements *y(t)* en fonction du temps et en fonction de la profondeur du pieu;

(ii) La construction des courbes d'hystérésis p-y caractéristiques sous charges sismiques, pour les sites représentatifs des sols du Québec choisis et les enregistrements sismiques;

(iii) La construction des enveloppes des courbes d'hystérésis pour en choisir les courbes caractéristiques représentatives des sites choisis. Ces courbes seront utilisées comme courbe p-y dans le cadre d'analyses pseudo-statiques impliquant des charges statiques équivalentes.

(iv) Le développement des fonctions complexe d'impédance permettant de calculer, à partir de ces courbes d'hystérésis et notamment les valeurs maximales atteintes, les caractéristiques des ressorts de Winkler (rigidités) et des amortisseurs représentatifs des sols québécois et tenant compte des sollicitations sismiques potentielles. Si la démarche est concluante, ces ressorts et pistons seront utilisés pour modéliser l'interaction sol-structure dans le cadre d'un système global simulant la structure et l'interaction sol-structure.

5.3.3 Méthodologie et concept

La méthodologie adoptée renferme les étapes suivantes qui sont également illustrées à la figure 5.6 :

1. Calcul de la réponse du pieu en termes de moments de flexion en fonction du temps à différents points le long du pieu. Dans ce contexte, l'interaction sismique sol-structure est estimée sur la base de simulations numériques (éléments finis et différences finies).
2. Construire les courbes p-y en fonction du temps et à différentes profondeurs. Ces courbes sont déterminées sur la base des moments de flexion calculés à l'étape 1 en utilisant la théorie classique des poutres comme suit :

$$M(z,t_i) = E_p I_p \frac{d^2 y_{pile}}{dz^2} = E_p I_p \frac{\epsilon}{h} \quad \Rightarrow \quad p(z,t_i) = \frac{d^2 M(z,t_i)}{dz^2}$$

$$y_{pile}(z,t_i) = \frac{1}{E_p I_p} \int \int M(z,t_i)\,dz$$

Note : *ε est la déformation (allongement) spécifique de flexion.*

3. Développer les courbes d'hystérésis p-y à différentes profondeurs et les courbes d'hystérésis fondamentales.

4. Calculer les rigidités et les amortissements caractéristiques des ressorts et des pistons répartis dans un contexte de modélisation selon l'approche Winkler, comme suit :

   Sous charges dynamique ou sismique, le rapport de la force (par unité de longueur de pieu) p sur le déplacement latéral y d'un système Winkler à une profondeur donnée, définit la fonction complexe d'impédance en fonction de la fréquence (Novak 1974; Novak et al. 1978; Kavvadas et Gazetas 1993) comme suit:

$$S_x = p/y = kx(\omega) + i\omega cx(\omega)$$

   où

$$k_x(\omega) = \sqrt{\left(\frac{p_{max}}{y_{max}}\right)^2 - \left(\frac{A_D}{\pi y_{max}^2}\right)^2}$$

$$c_x(\omega) = \frac{A_D}{\pi \omega y_{max}^2}$$

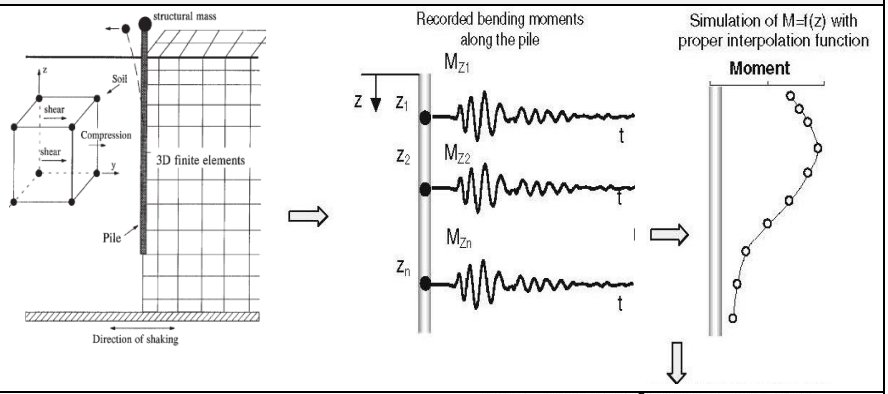
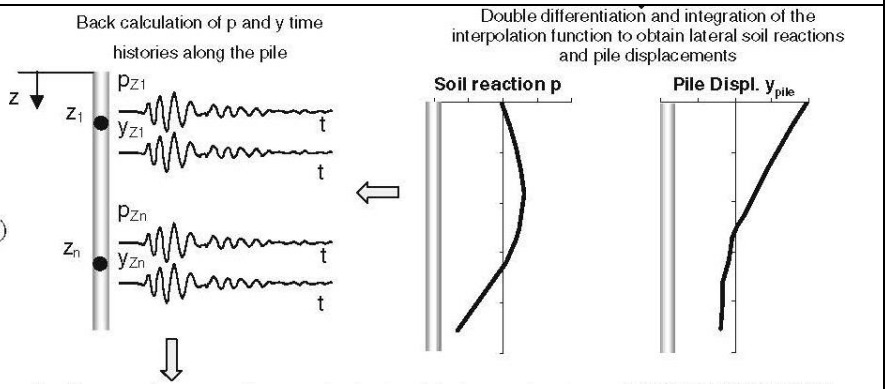
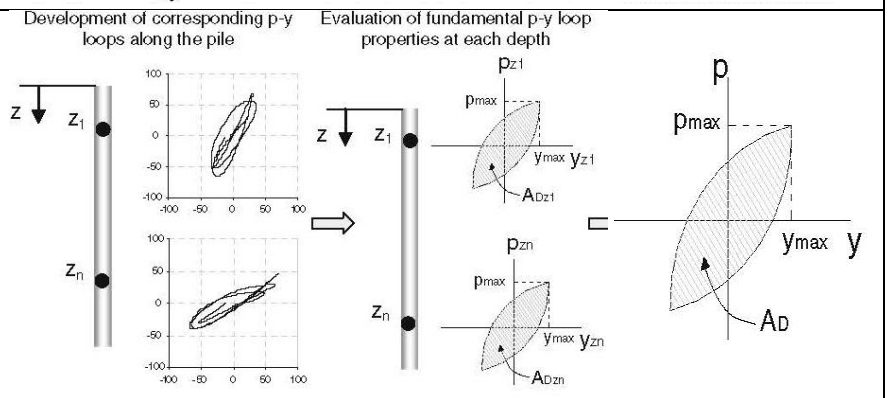
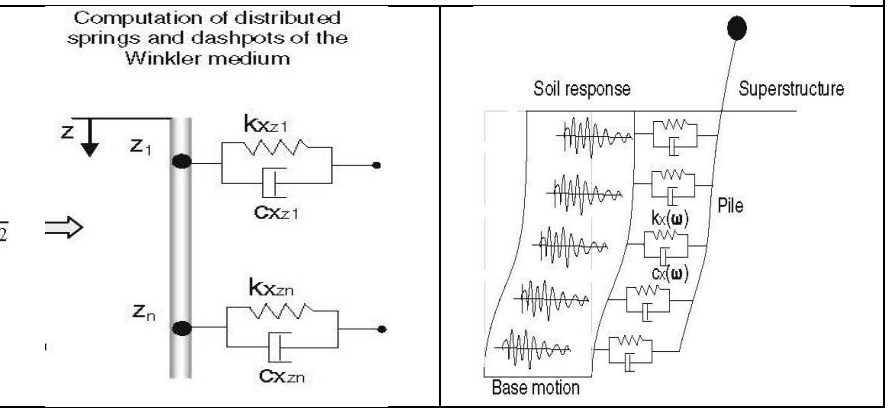
Équations	Illustration
Étape 1 $M(z,t_i) = E_p I_p \frac{d^2 y_{pile}}{dz^2} = E_p I_p \frac{\epsilon}{h}$	
Étape 2 $p(z,t_i) = \frac{d^2 M(z,t_i)}{dz^2}$ $y_{pile}(z,t_i) = \frac{1}{E_p I_p} \int \int M(z,t_i)$	
Étape 3	
Étape 4 $c_x(\omega) = \frac{A_D}{\pi \omega y_{max}^2}$ $k_x(\omega) = \sqrt{\left(\frac{p_{max}}{y_{max}}\right)^2 - \left(\frac{A_D}{\pi y_{max}^2}\right)^2}$	

Figure 5.6 : Étapes de la méthodologie (adaptée de Rovithis et al. 2009)

5.4 ANALYSE PSEUDO-STATIQUE

5.4.1 Introduction

L'analyse pseudo-statique permet une première estimation de la performance d'une fondation profonde sous charges sismiques. La procédure décrite dans la norme canadienne sur le calcul des ponts CAN/CSA-S6-06 sera utilisée pour le calcul des charges statiques équivalentes sur un pont fondé sur des pieux représenté par un modèle de un degré de liberté avec masse concentrée. Le calcul est entrepris pour deux régions représentatives du Québec: Bécancour et Québec.

5.4.2 Méthodologie

Un modèle d'un degré de liberté est utilisé pour modélisé la fondation profonde avec une masse concentrée au sommet. Le pieu considéré est tubulaire métallique de diamètre 670 mm et d'épaisseur 19 mm. La longueur est choisie telle que le pieu repose sur le roc. La masse m_1 = 49100 kg concentrée au sommet du pieu est représentative d'un tablier de pont typique. D'autres masses plus élevées sont également considérées pour étudier l'effet de la mase sur la réponse. Le sommet du pieu est à 3.81 m de la surface du sol; ceci est représentatif du prolongement d'un pieu de pont hors terrain et permet de simuler les forces d'inertie durant un séisme.

Le logiciel LPILE de Ensoft Inc. est utilisé pour les simulations numériques. L'objectif de cette analyse est de calculer les efforts internes dans le pieu et dans le sol et de déterminer le niveau de déformation.

La méthode du calcul uniforme définie dans la norme CAN/CSA-S6-06 est utilisée pour le calcul de la charge statique équivalente P_e. Un facteur d'importance de 3 est considéré pour les fins de l'analyse. La charge équivalente est calculée pour m_1 et trois autres différentes soit m_2, m_3 et m_4. La première masse m_1 simule une charge de service normale qui ne causerait pas de dommage alors que la masse m_4 pour causer des dommages au niveau du pieu et du sol. La désignation et le programme des analyses sont présentés au tableau 5-1.

Tableau 5-1 : Programme d'analyses pseudo-statiques

Site	Modèle avec m_1	Modèle avec m_2	Modèle avec m_3	Modèle avec m_4
Bécancour	BM1	BM2	BM3	BM4
Québec	QM1	QM2	QM3	QM4

5.4.3 Modèles de pieux et des sols pour Bécancour et Québec

Les modèles de pieux et des sols des sites de Bécancour est de Québec sont présentés dans les figures 5.7(a) et (b), respectivement.

5.4.4 Résultats des analyses pour Bécancour et Québec

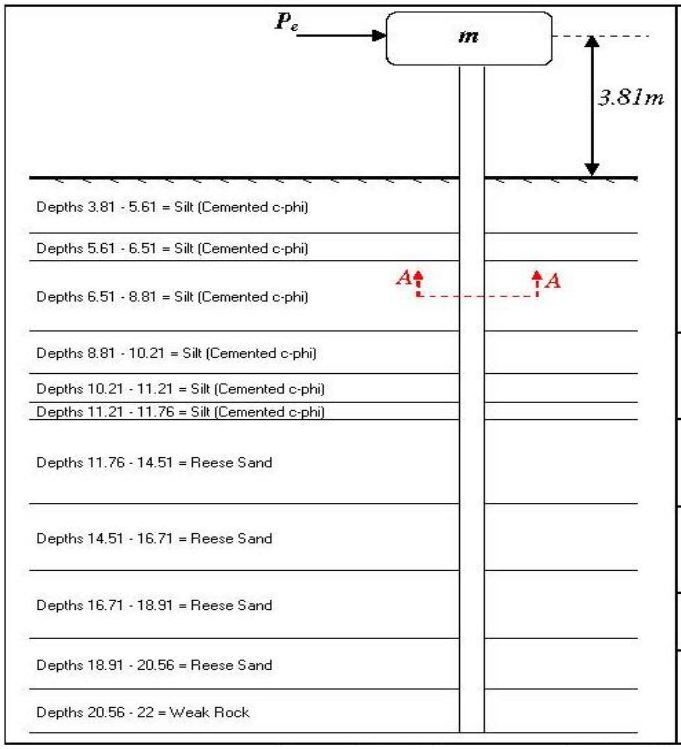
Les résultats des analyses pour Bécancour et Québec sont présentés comme suit:

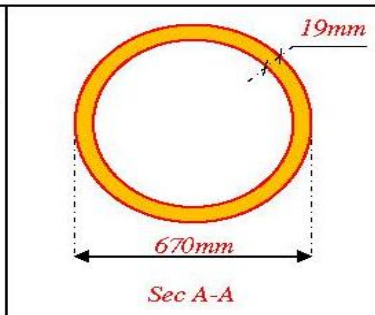
(i) courbes p-y à différentes profondeurs à partir de la surface du terrain : Figure 5.8;

(ii) moment de flexion le long du pieu: Figure 5.9;

(iii) déplacement latéral: Figure 5.10;

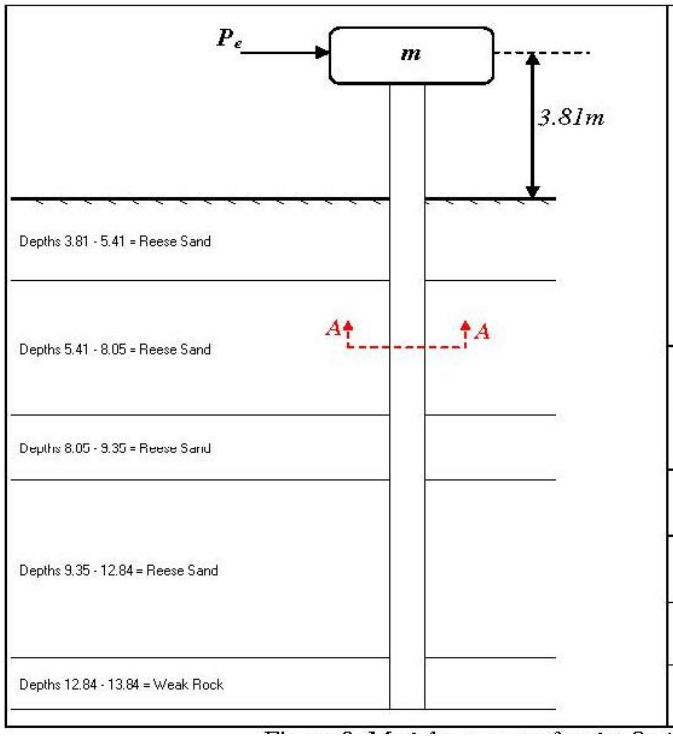
(iv) effort tranchant le long du pieu: Figure 5.11.

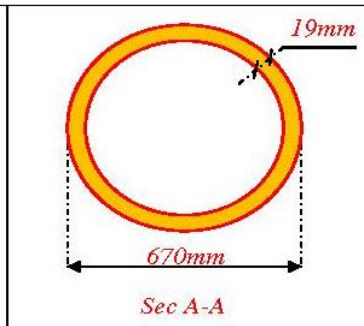




Analysis	Mass m (kg)	Static load P_e (kN)
BM1	m_1=49100	69.7
BM2	m_2=71594	100.0
BM3	m_3=166565	235.0
BM4	m_4=212640	300.0

(a)





Analysis	Mass m (kg)	Static load P_e (kN)
QM1	m_1=49100	69.70
QM2	m_2= 71594kg	91.55kN
QM3	m_3= 166565kg	213.0kN
QM4	m_4= 212640kg	272.0kN

(b)

Figure 5.7 : Modèles de pieu sous charge statique: (a) Bécancour; b) Québec

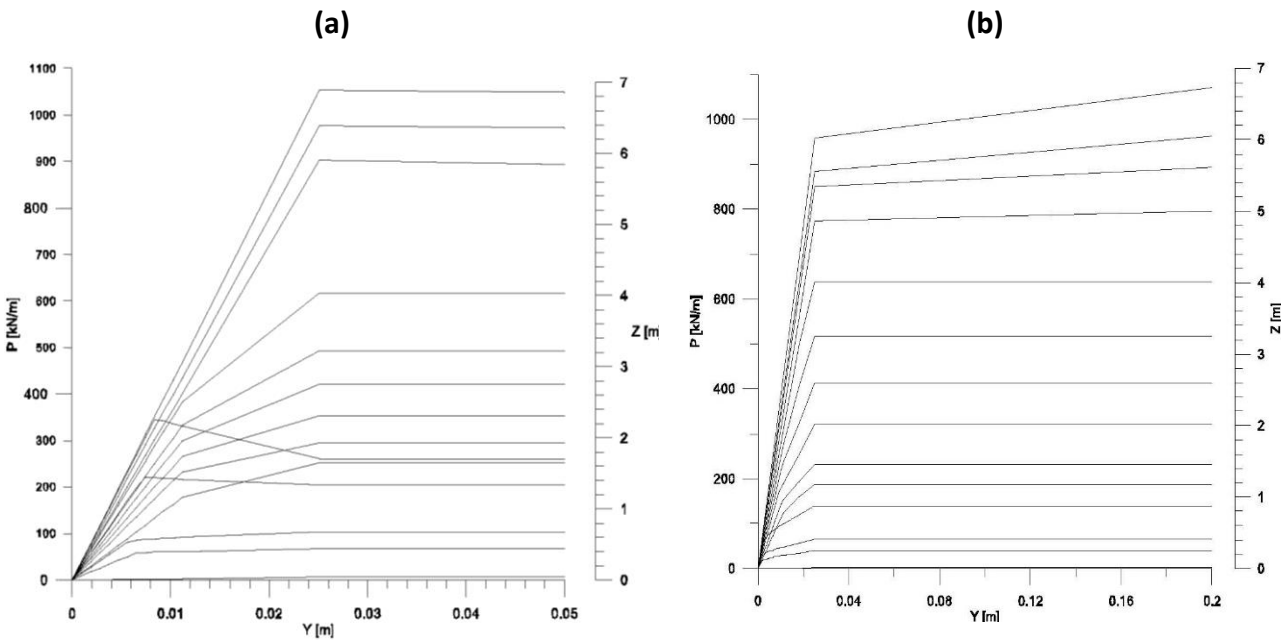


Figure 5.8 : Courbes p-y à différentes profondeurs : (a) Bécancour et (b) Québec

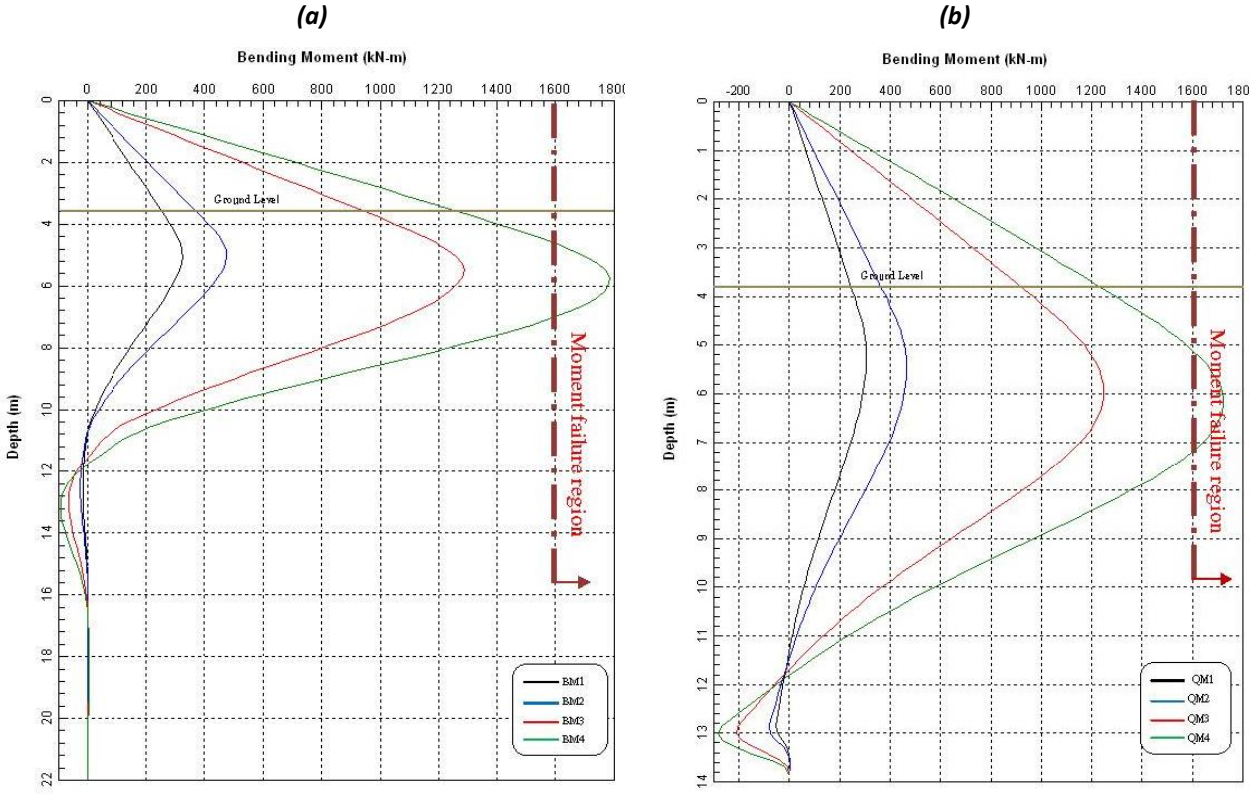


Figure 5.9 : Moments de flexion le long du pieu : (a) Bécancour et (b) Québec

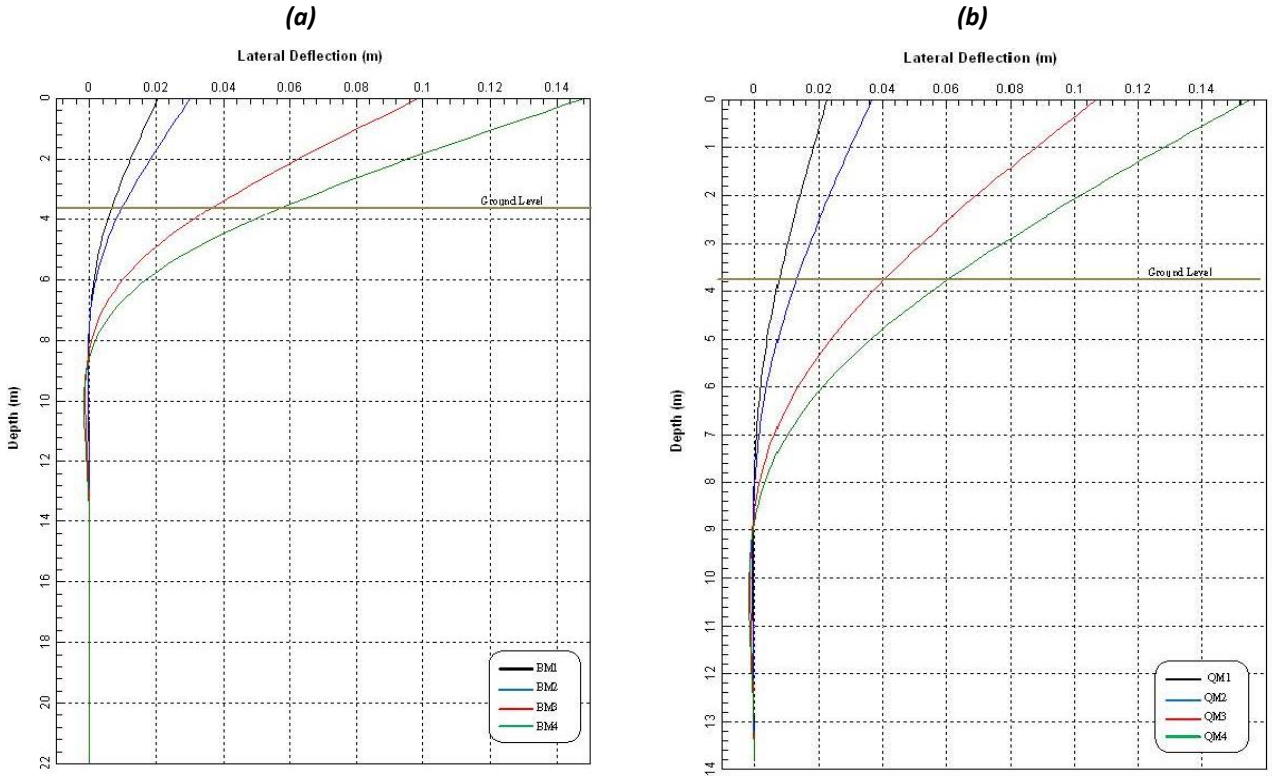


Figure 5.10 : Déplacement latéral le long du pieu : (a) Bécancour et (b) Québec

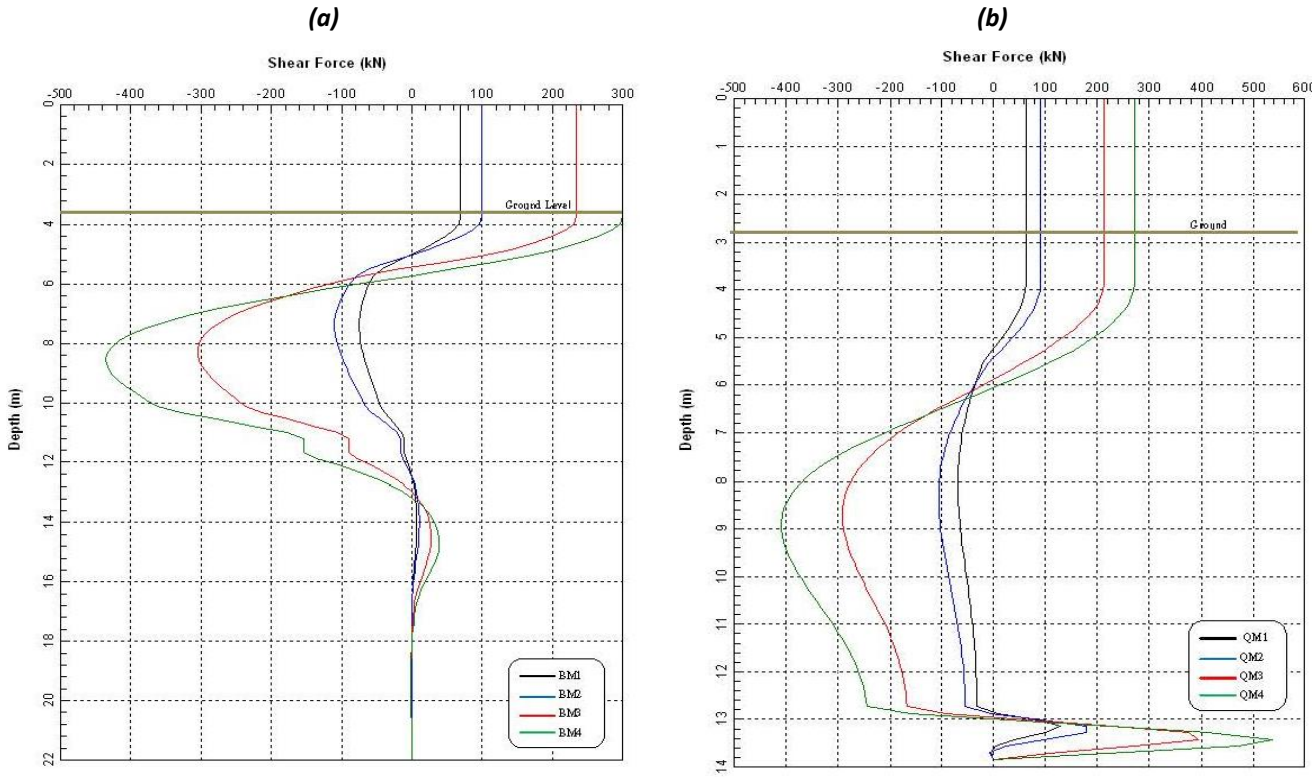


Figure 5.11 : Effort tranchant le long du pieu: (a) Bécancour et (b) Québec

5.4.5 Discussion des résultats d'analyses

(a) Plastification du sol en fonction de la profondeur et de la masse :

Le déplacement correspondant à la plastification du sol le long du pieu et ce pour les 4 masses considérées est examiné en considérant les courbes p-y et notamment le point de limite élastique Δy en fonction de la profondeur (voir figure 5.8). Le résumé de la situation est présenté dans le tableau 5-2, respectivement tableau 5-3 pour Bécancour et Québec.

On observe de façon générale que le sol atteint sa limite élastique pour les masses m_3 et m_4 à des profondeurs variant entre 4.18 m à 5.50 m du sommet (soit entre 0.37m et 1.69m à partir de la surface du sol) pour Bécancour et entre 3.82 et 5.50 m du sommet (soit entre 0.01m et 1.69m à partir de la surface du sol) pour Québec.

(b) Plastification du pieu en fonction de la profondeur et de la masse :

Le deuxième point d'intérêt était d'établir si le pieu plastifiait et si oui pour quelles masses et pour quelles profondeurs à partir du sommet (point d'application de la masse). À cet égard il faut noter que LPile a la capacité de modéliser le comportement non linéaire du pieu et tient donc compte du moment de plastification du tube en acier.

Observons que le moment limite élastique est dessiné sur les courbes des moments de flexion (voir figure 5.9). On observe que le pieu n'est plastifié que pour la masse m_4 et concerne les profondeurs variant entre 4.8 m et 7.1 m à partir du sommet pour Bécancour et 5.2 m et 7.2 m à partir du sommet pour Québec.

Tableau 5-2 : État de plastification pour différentes profondeurs et différentes masses : Bécancour

Depth below pile (m)	Depth below ground (m)	Y_{yield} (m)	$Y_{BM1(Pe=69.27kN)}$ (m)	Status	$Y_{BM2(Pe=100kN)}$ (m)	Status	$Y_{BM3(Pe=285kN)}$ (m)	Status	$Y_{BM4(Pe=300kN)}$ (m)	Status
3.82	0.01	0.695125	0.006257	NY	0.009223	NY	0.034824	NY	0.05475	NY
4.18	0.37	0.025125	0.004986	NY	0.007354	NY	0.02886	Y	0.045862	Y
4.40	0.59	0.025125	0.004402	NY	0.006495	NY	0.026067	Y	0.041671	Y
5.06	1.25	0.007444	0.00287	NY	0.004242	NY	0.018519	Y	0.030216	Y
5.50	1.69	0.008375	0.002039	NY	0.003017	NY	0.01422	Y	0.023592	Y
5.94	2.13	0.025125	0.001355	NY	0.002009	NY	0.010525	NY	0.017837	NY
6.60	2.79	0.025125	0.000582	NY	0.000869	NY	0.006087	NY	0.010844	NY
7.04	3.23	0.025125	0.000216	NY	0.000327	NY	0.00382	NY	0.007215	NY
7.48	3.67	0.025125	-0.0000490	NY	-0.0000640	NY	0.002055	NY	0.004335	NY
7.92	4.11	0.025125	-0.00023	NY	-0.00033	NY	0.000738	NY	0.00213	NY
8.58	4.77	0.025125	-0.00036	NY	-0.00053	NY	-0.00053	NY	-0.0000865	NY
9.02	5.21	0.025125	-0.00039	NY	-0.00057	NY	-0.001	NY	-0.000965	NY
9.46	5.65	0.025125	-0.00039	NY	-0.00056	NY	-0.00123	NY	-0.001467	NY
9.90	6.09	0.025125	-0.00039	NY	-0.00051	NY	-0.00128	NY	-0.001679	NY

Notes: Y= Yielded; NY= Not yielded

Tableau 5-3 : État de plastification pour différentes profondeurs et différentes masses : Québec

Depth Below Pile	Depth Below Ground	Y_{yield}	$Y_{BM1(Pe=62.8kN)}$	status	$Y_{BM3(Pe=91.55kN)}$	status	$Y_{BM4(Pe=213kN)}$	status	$Y_{BM2(Pe=272kN)}$	status
3.82	0.01	0.025125	0.007751	NY	0.013146	NY	0.040766	Y	0.060913	Y
4.18	0.37	0.025125	0.00645	NY	0.011054	NY	0.034759	Y	0.052269	Y
4.40	0.59	0.025125	0.006041	NY	0.010393	NY	0.032848	Y	0.04951	Y
5.06	1.25	0.007444	0.004193	NY	0.007383	NY	0.024041	Y	0.036716	Y
5.50	1.69	0.008375	0.003252	NY	0.005828	NY	0.019398	Y	0.029905	Y
5.94	2.13	0.025125	0.002439	NY	0.004468	NY	0.015264	NY	0.023795	NY
6.60	2.79	0.025125	0.001357	NY	0.002627	NY	0.00953	NY	0.015243	NY
7.04	3.23	0.025125	0.00086	NY	0.001765	NY	0.006773	NY	0.01109	NY
7.48	3.67	0.025125	0.000358	NY	0.000876	NY	0.003851	NY	0.006638	NY
7.92	4.11	0.025125	0.0000878	NY	0.000384	NY	0.002181	NY	0.00405	NY
8.58	4.77	0.025125	-0.00015	NY	-0.000071	NY	0.000566	NY	0.001498	NY
9.02	5.21	0.025125	-0.00028	NY	-0.00034	NY	-0.00045	NY	-0.00017	NY
9.46	5.65	0.025125	-0.00032	NY	-0.00043	NY	-0.0009	NY	-0.00094	NY
9.90	6.09	0.025125	-0.00033	NY	-0.00047	NY	-0.00112	NY	-0.00137	NY

5.5 ANALYSES DYNAMIQUES

5.5.1 Introduction

Cette section présente les résultats des analyses dynamiques temporelles effectuées sur un pieu isolé dans deux dépôts définis aux sites de Bécancour et de Louisville dans la province du Québec. Le programme d'analyse est d'abord présenté. Puis, les résultats sont présentés analysés et discutés. Rappelons que les études de validation du modèle dynamique utilisé sont présentées à l'annexe A.

5.5.2 Programme général

Au total huit analyses sont effectuées incluant : (**i**) deux sites : Bécancour (BEC) et Québec (QC); (**ii**) deux signaux sismiques compatibles R1 et R2; et (**iii**) deux masses différentes M2 et M3 représentant la superstructure. La variation de la masse est effectuée afin de forcer le sol à entrer en non-linéarité. Les signaux sismiques ont été définis au chapitre 3.

5.5.3 Résultats

Dérivation des diagrammes des pressions et des déplacements à partir des moments

Tout d'abord les diagrammes des moments le long du fût en fonction du temps sont déterminés pour les huit analyses. L'exemple de BECR1M3 est illustré à la figure 5.12. Ensuite par intégrations et dérivations successives, les diagrammes de pression de sol *p* et des déplacements *y* en fonction du temps sont obtenus, tels qu'illustrés aux figures 5.13 et 5.14. Les diagrammes des moments, pressions de sol et déplacement horizontal peuvent également être présentés en fonction de la profondeur au temps *t* tel qu'illustré dans les figures 5.15 à 5.17, respectivement.

Enveloppe des réponses

Les enveloppes des moments et des pressions sont présentées dans la figure 5.18, alors que celles des déplacements horizontaux à la figure 5.19.

Courbes d'hystérésis p-y

Les courbes d'hystérésis p-y à différentes profondeurs sont présentées dans la figure 5.20.

Dérivation des courbes caractéristiques p-y cyclique

Les courbes p-y caractéristiques du cycle représentatif à différentes profondeurs sont présentées dans la figure 5.21.

5.5.4 Discussion des résultats

Ce chapitre traite de l'analyse dynamique de deux structures fondées sur des fondations profondes dans deux dépôts définis aux sites de Bécancour et de Louisville dans la province du Québec. Ces analyses dynamiques ont été effectuées afin d'étudier numériquement le comportement de deux fondations profondes et d'étudier la mise en œuvre la méthode de Ravithis et al. (2009) appliquée aux argiles sensibles du Québec. Les résultats révèlent que la méthode de Ravithis, bien que complexes, peut très bien être utilisée. Cependant, la méthode fait appel à de nombreux rétro-calculs qui génèrent beaucoup d'instabilité et d'erreurs numériques au niveau des équations dérivées et intégrales. Ceci est particulièrement vrai quand on arrive à la construction des courbes p-y hystérétiques caractéristiques dans le domaine non-linéaire. En revanche, la dérivation des enveloppes des moments semble donner des résultats satisfaisants.

Nous sommes d'avis que la méthode a beaucoup de potentiel mais doit être calibrée par des paramètres tirés des essais expérimentaux sur pieux fondés dans des sols ciblés avant d'être adoptée en pratique.

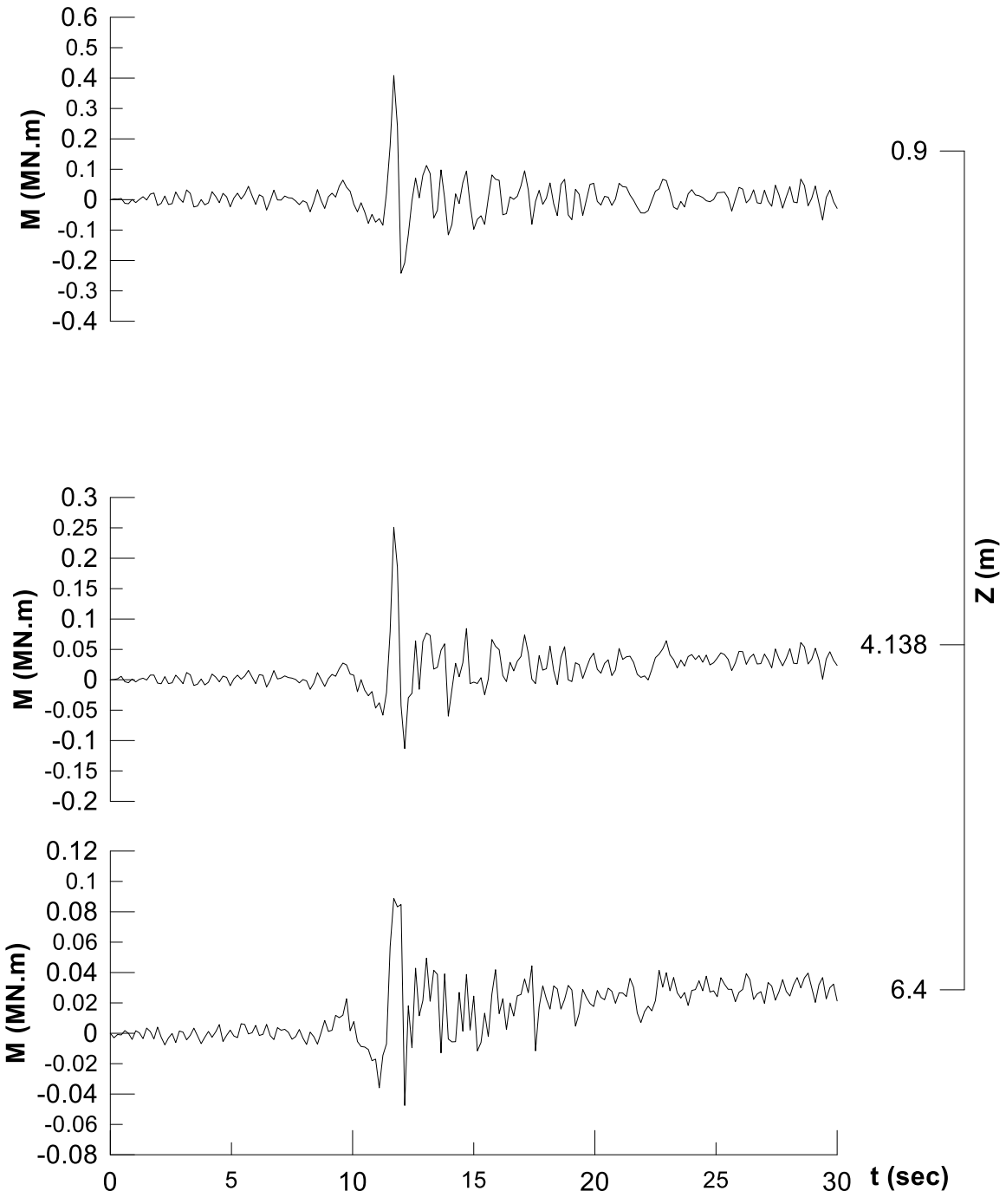


Figure 5.12 : Moment en fonction du temps : BECR1M3

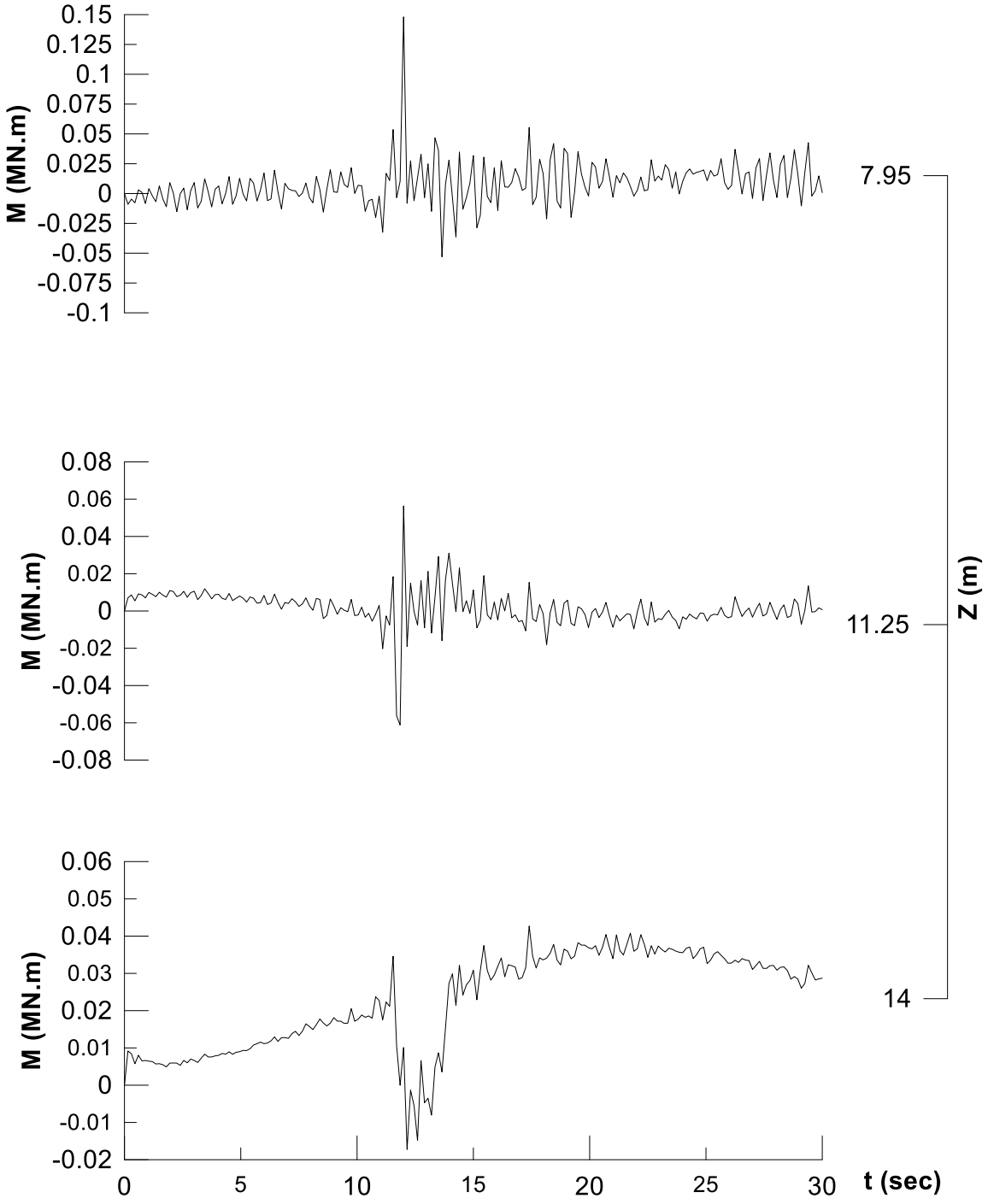


Figure 5.12 (suite) : Moment en fonction du temps : BECR1M3

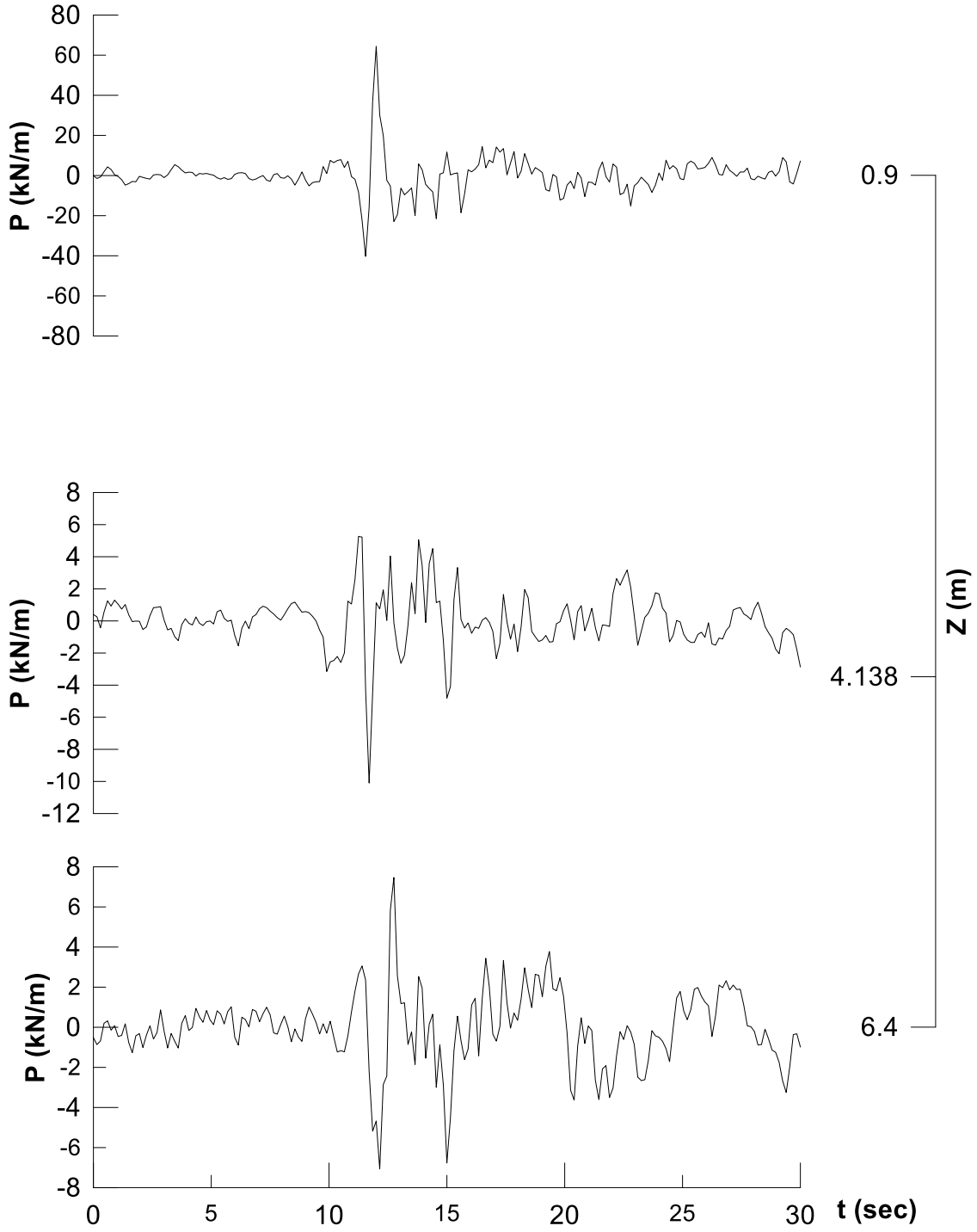


Figure 5.13 : Pression de sol P en fonction du temps : BECR1M3

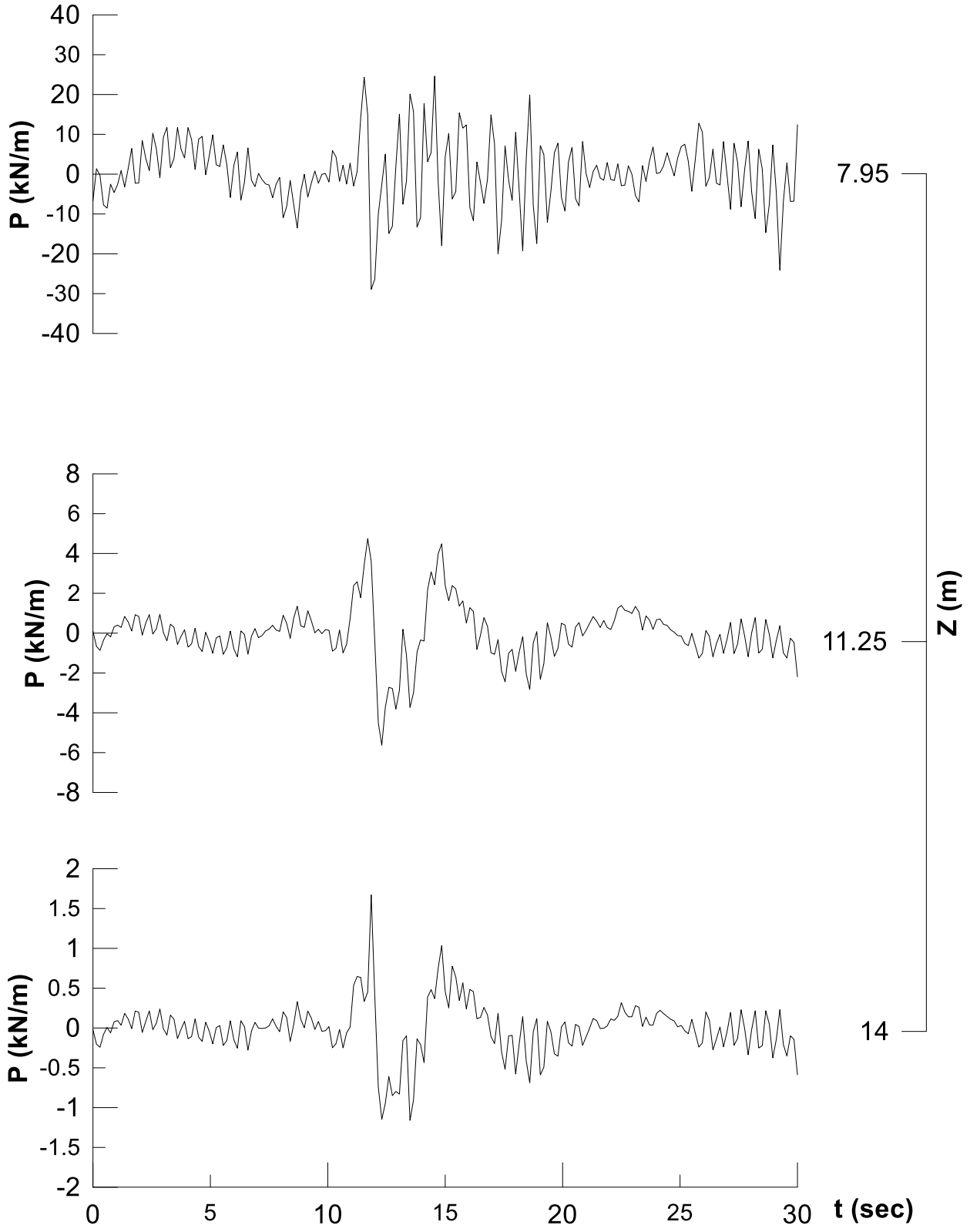


Figure 5.13 (suite) : Pression de sol P en fonction du temps : BECR1M3

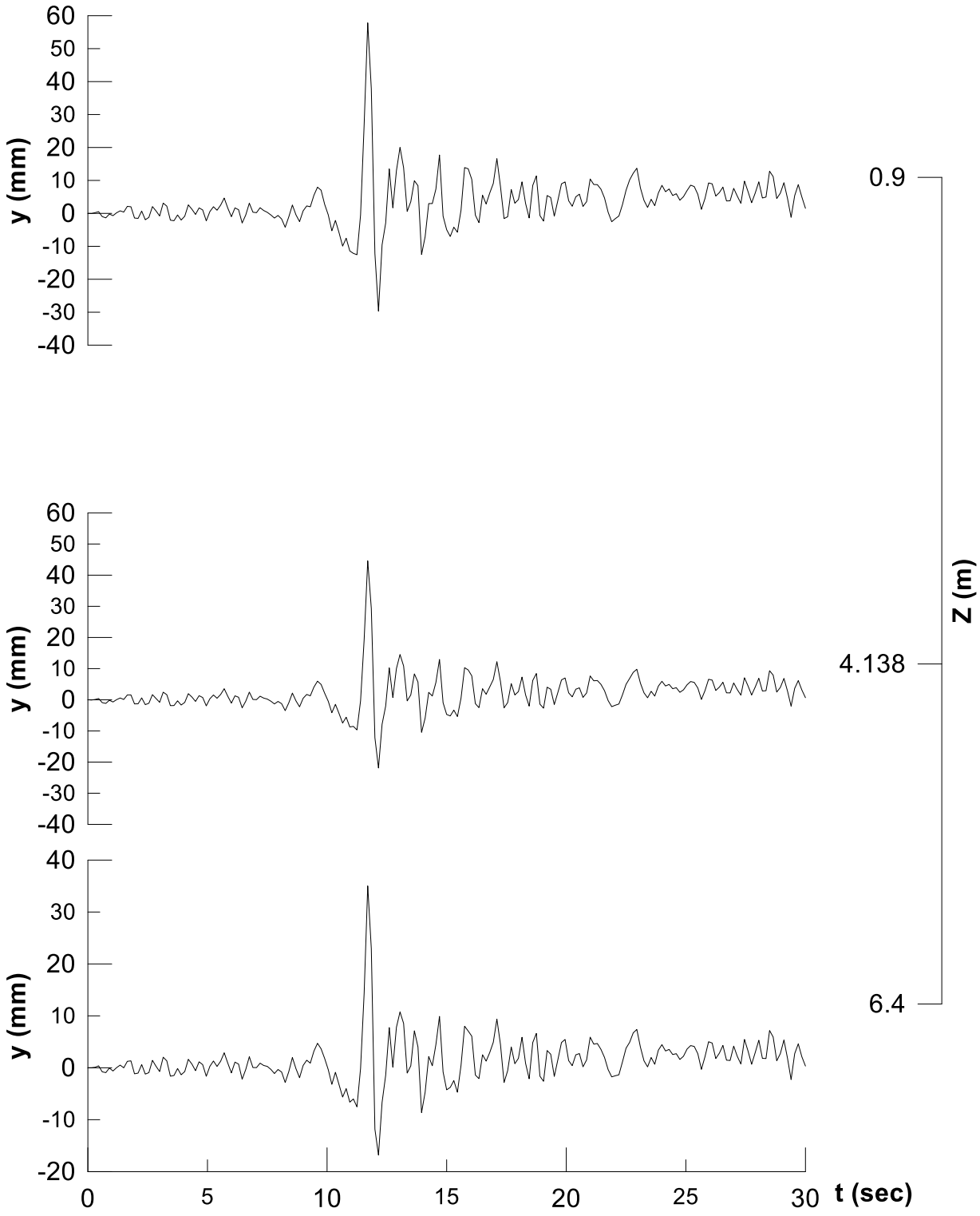


Figure 5.14 : Déplacement horizontal y en fonction du temps : BECR1M3

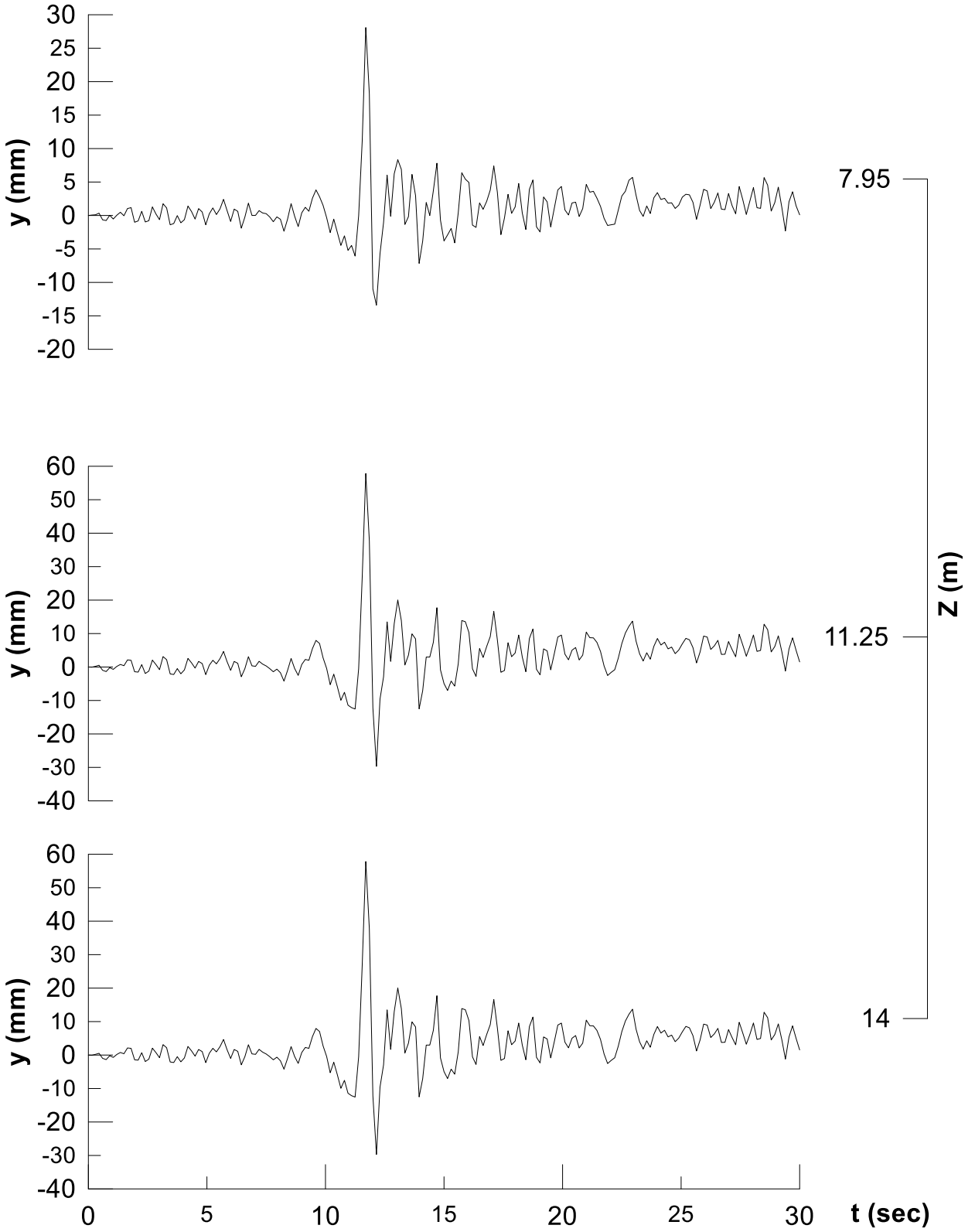


Figure 5-14 (suite) : Déplacement horizontal *y* en fonction du temps : BECR1M3

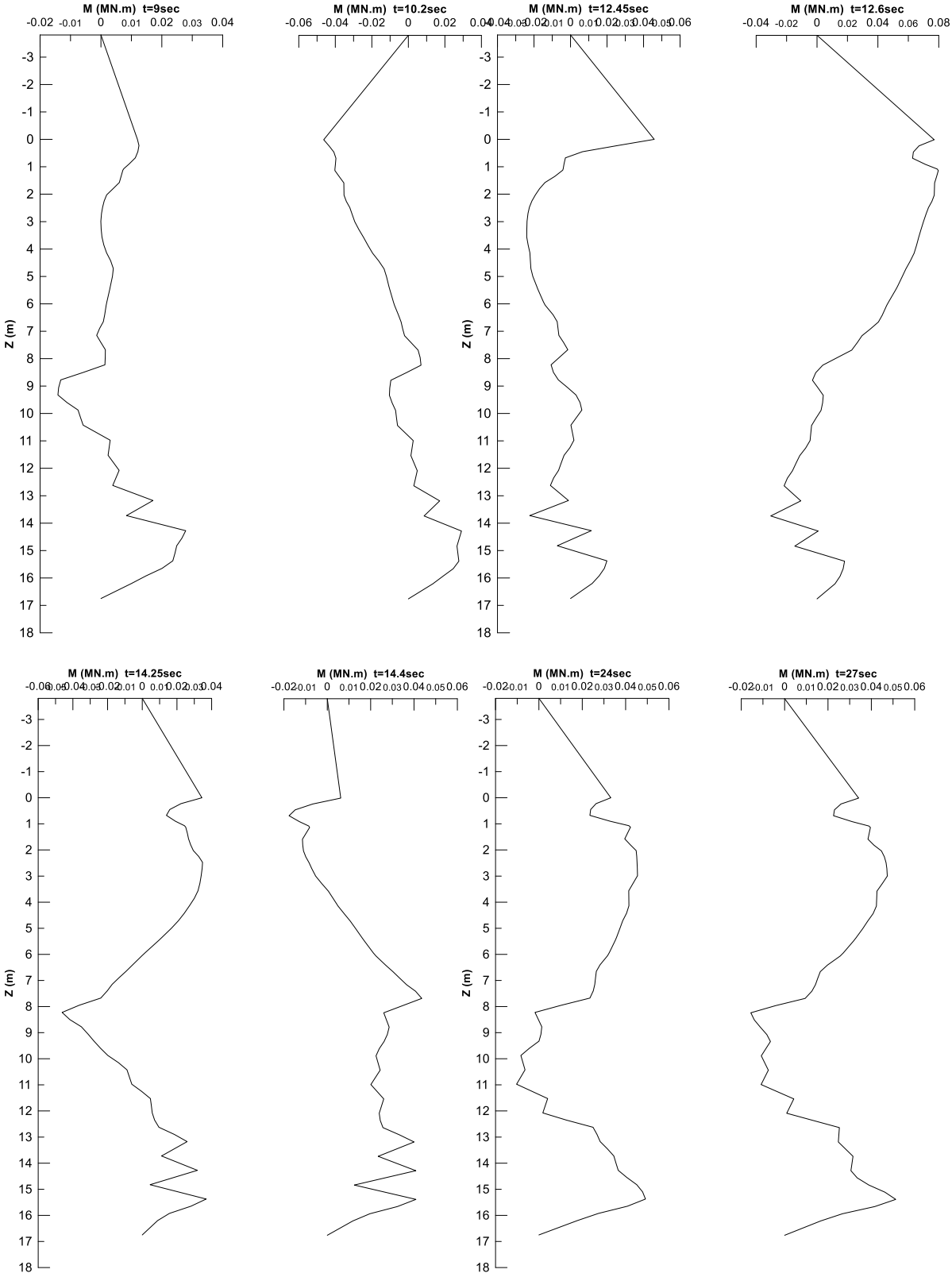


Figure 5.15 : Moment en fonction de la profondeur : BECR1M3

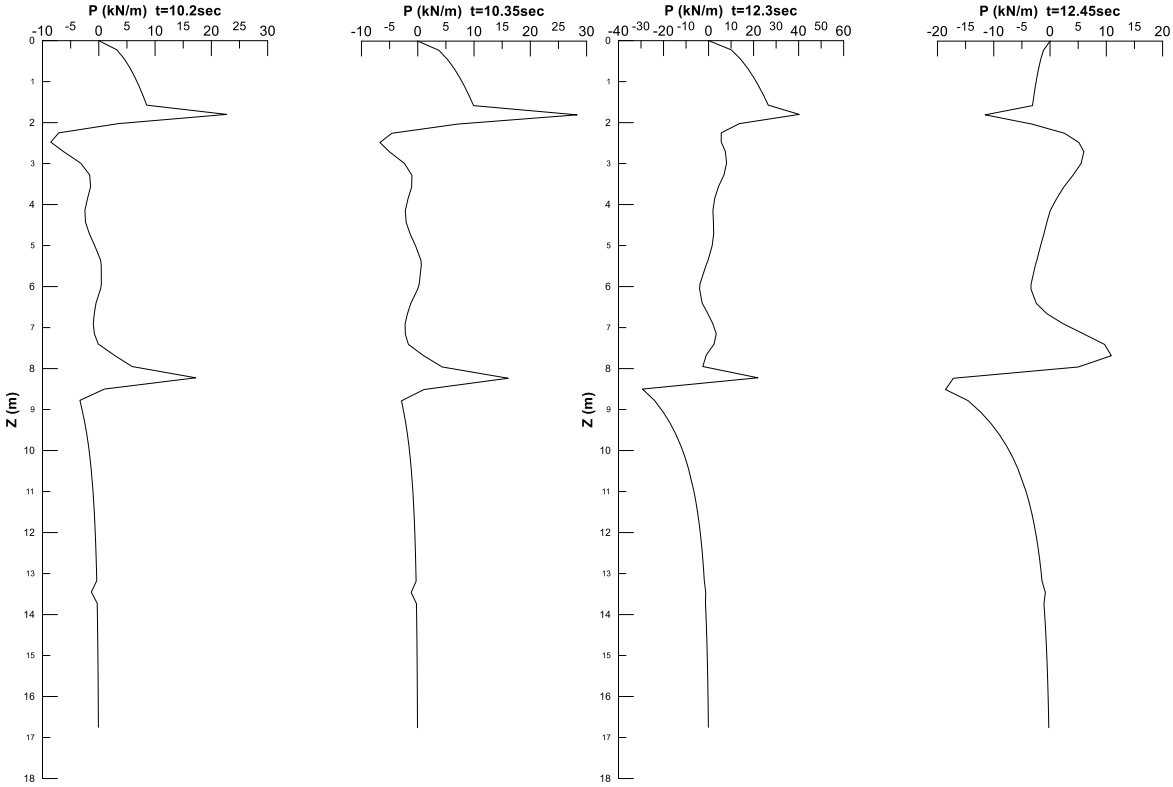


Figure 5.16 : Pression du sol en fonction de la profondeur : BECR1M3

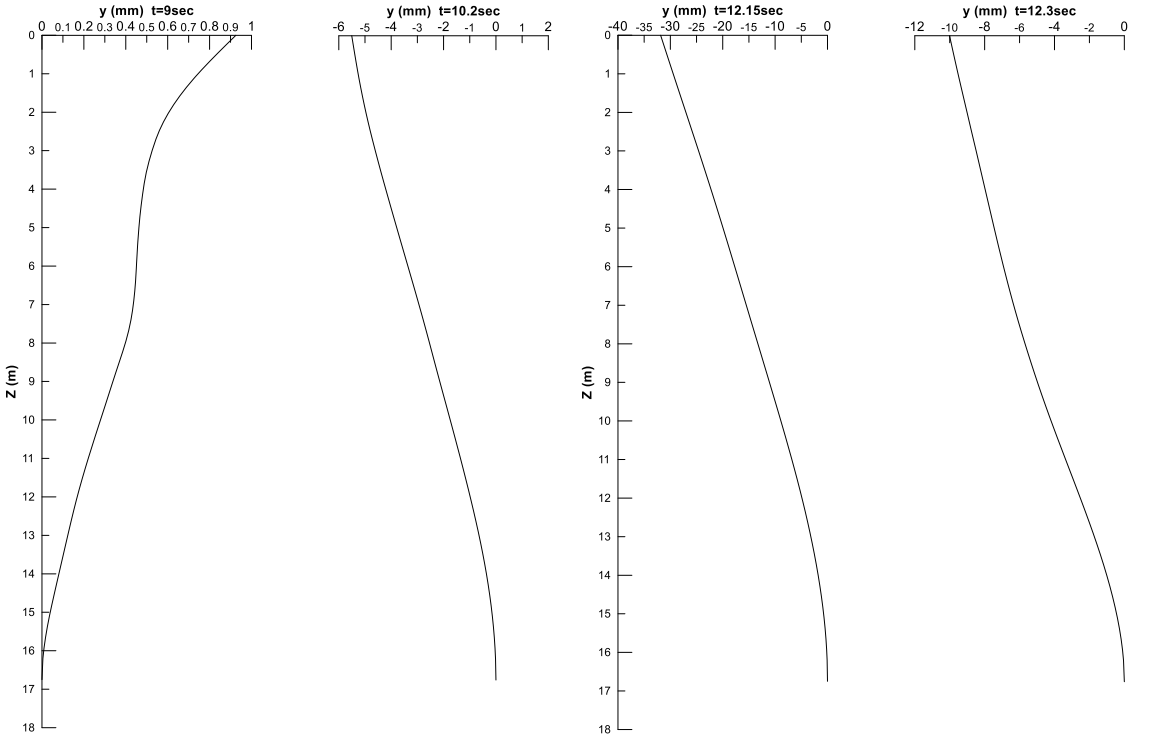
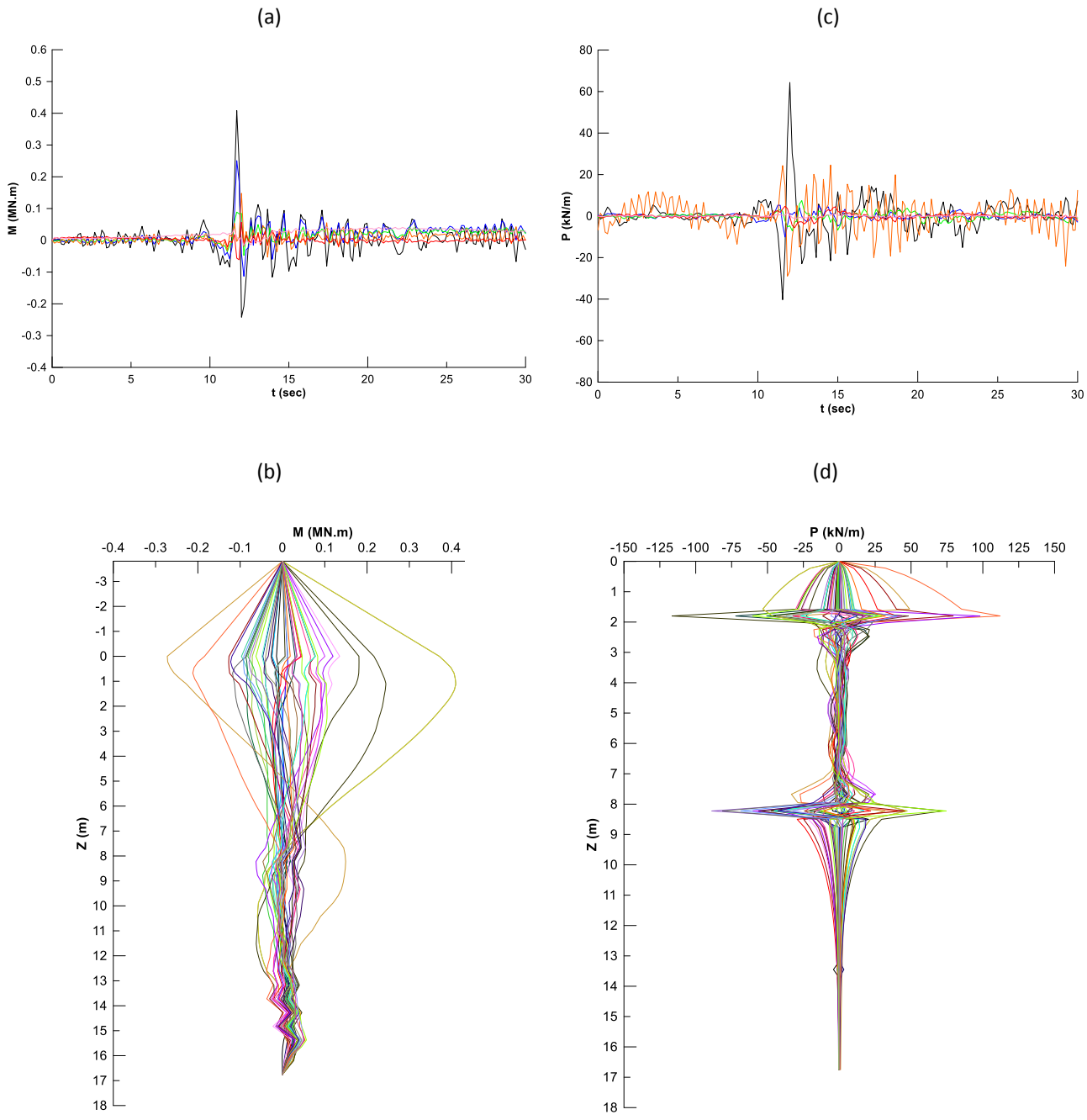
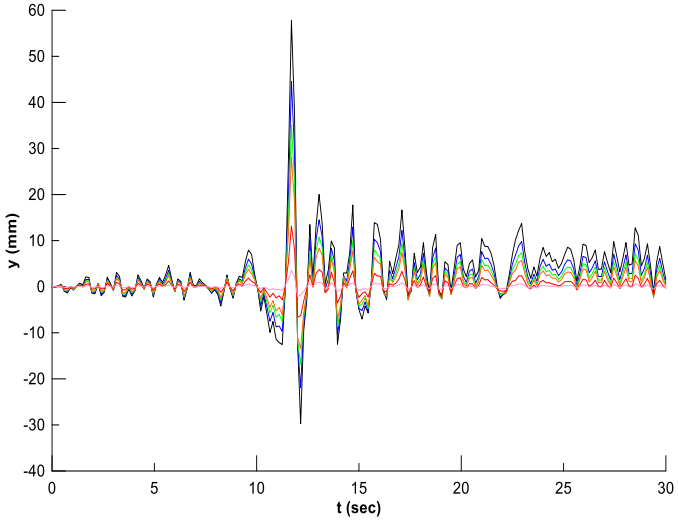


Figure 5.17 : Déplacement horizontal en fonction de la profondeur : BECR1M3

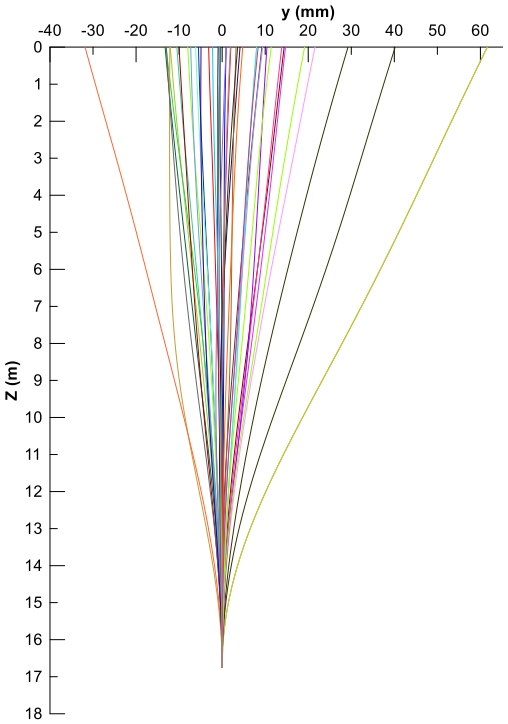


Enveloppe des moments : (a) en fonction de t et (b) de z Enveloppe des pressions : (c) en fonction de t et (d) de z

Figure 5.18 : Enveloppe des moments et des pressions: BECR1M3



(a) Enveloppe des déplacements versus temps



(a) Enveloppe des déplacements versus z

Figure 5.19 : Enveloppe des déplacements horizontaux: BECR1M3

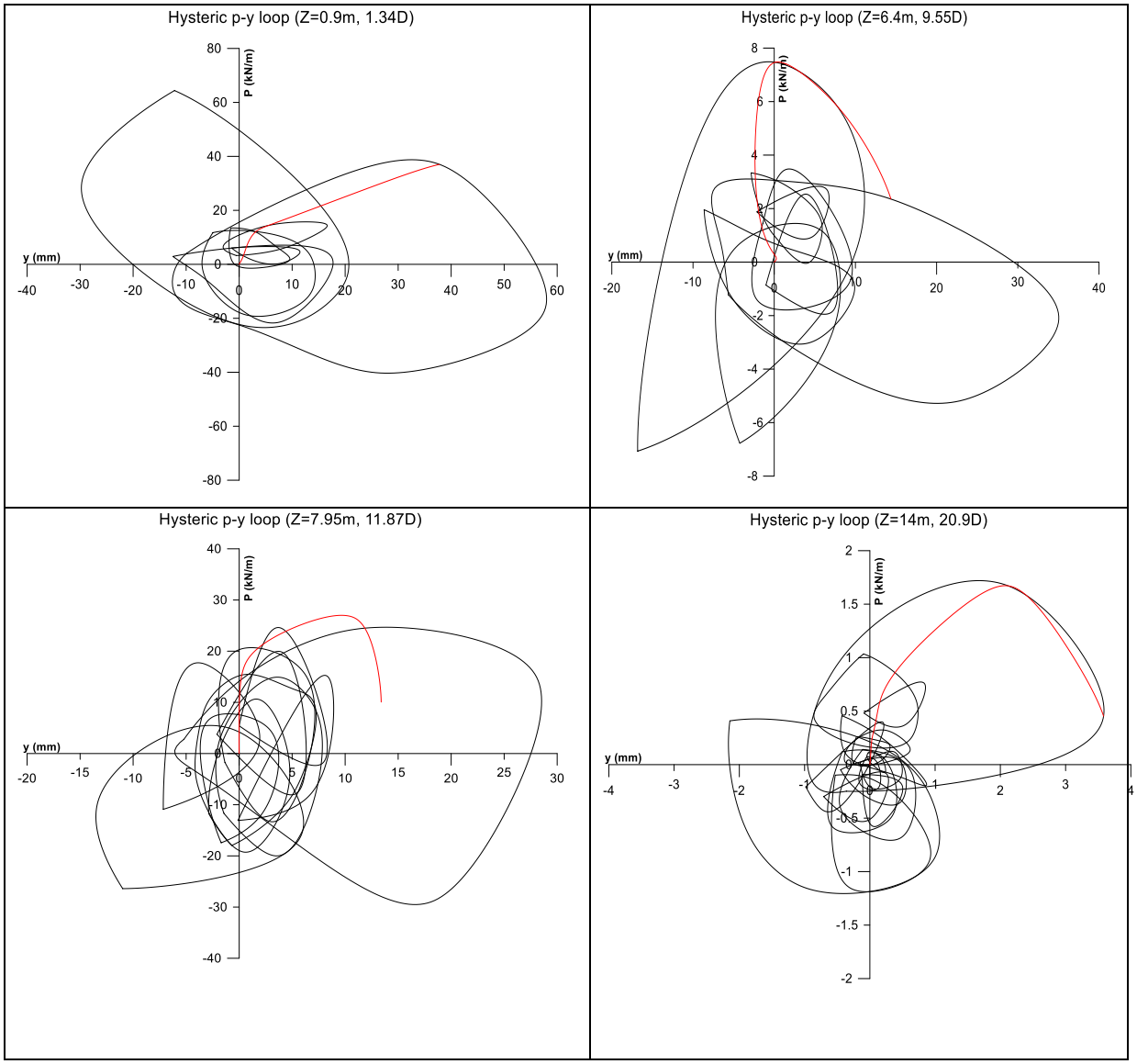


Figure 5.20: Courbes d'hystérésis p-y à différentes profondeurs: BECR1M3

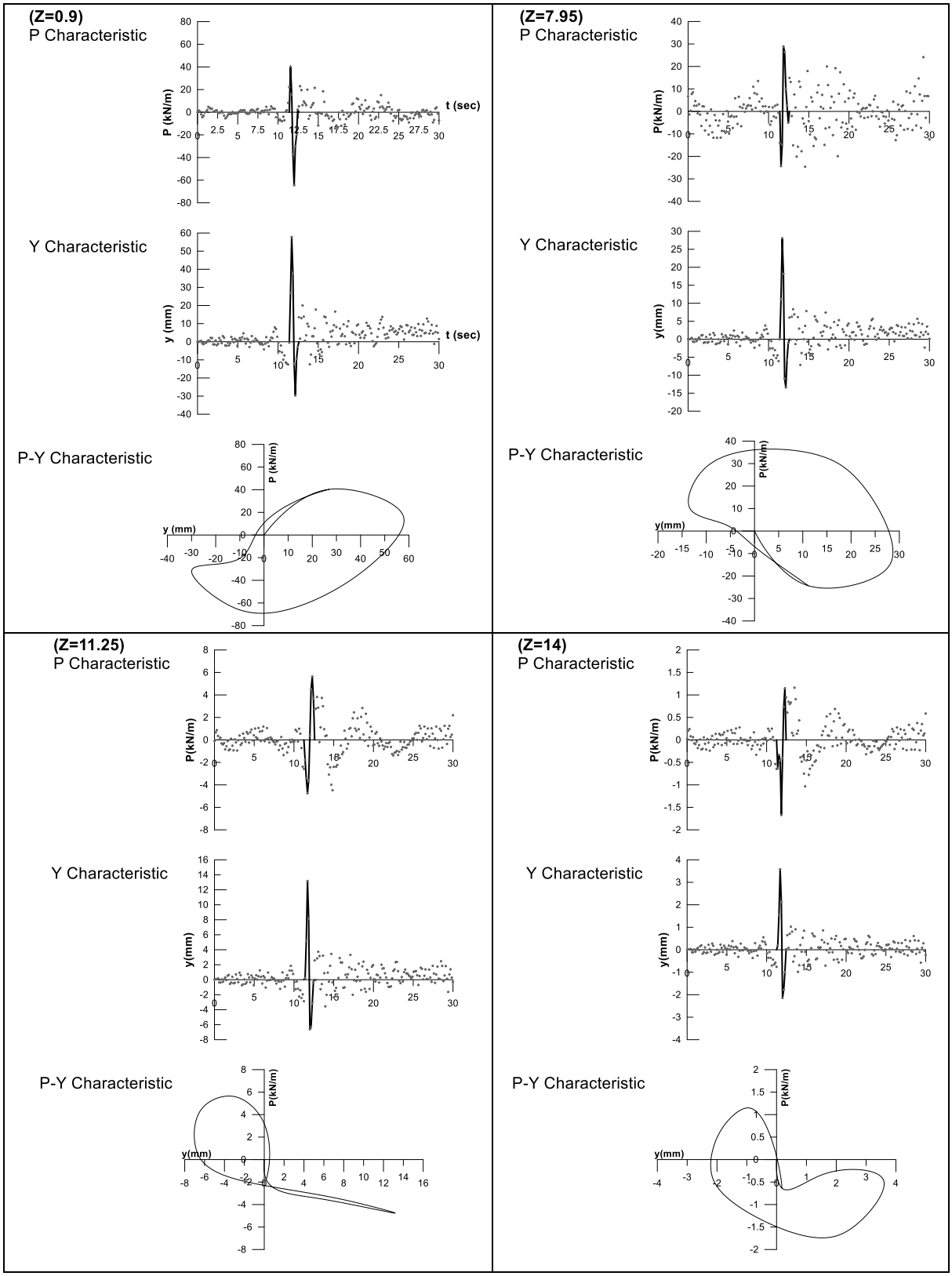


Figure 5.21 : Dérivation de la courbe p-y caractéristique du cycle représentatif : BECR1M3

5.6 CONCLUSIONS

Le comportement des fondations profondes soumises à des sollicitations cycliques est une problématique complexe, encore peu étudiée expérimentalement et peu documentée dans la littérature. Les essais cycliques sur l'argile de Louiseville entrepris dans le cadre de cette étude ont permis d'évaluer l'évolution des déformations du sol en fonction du nombre de cycles et de définir le seuil d'écrouissage pour ce type de sol.

Les analyses sismiques pseudo-statiques ont permis d'estimer la réponse d'un pieu supportant une fondation de pont typique fiché dans deux sols du Québec et soumis à des charges sismiques pseudo-statiques calculées selon le code de pont CSA-S6-06. Plusieurs masses ont été considérées pour couvrir un large spectre de superstructure (de légère à lourde). En particulier ces analyses ont permis d'estimer la plastification du sol et du pieu en fonction de la profondeur et de la masse. Cette méthode pseudo-statique basée sur les courbes p-y peut être utilisée pour des analyses préliminaires de ponts fondés sur des fondations profondes.

Enfin, les analyses dynamiques (2 signaux, 2 masses et 2 sites du Québec) ont permis d'éprouver le concept théorique et méthodologique pour chargement dynamique complexe dans les détails et dans toutes ses étapes comme suit : (i) calcul de la réponse des moments en fonction du temps et de la profondeur; (ii) par dérivations successives, l'élaboration de la courbe p-y en fonction du temps et de la profondeur; (iii) la construction des courbes d'hystérésis p-y en fonction de la profondeur; et enfin (iv) le calcul de la rigidité (ressort) et de l'amortissement (piston) dans un contexte de modélisation selon l'approche très pratique de Winkler.

Cette démarche a mis en évidence la complexité et la sensibilité des opérations de dérivations et des intégrations mathématiques successives. En effet, la méthode fait appel à de nombreux rétro-calculs qui génèrent beaucoup d'instabilité et d'erreurs numériques au niveau des équations dérivées et intégrales. Ceci est particulièrement vrai quand on arrive à la construction des courbes p-y hystérétiques caractéristiques dans le domaine non-linéaire. Par conséquent, plusieurs tentatives ont été essayées visant la dérivation dans le domaine fréquentiel complexe de la rigidité et l'amortissement tel que défini dans le point (iv), mais les résultats n'ont pas été concluants. En revanche, la dérivation des enveloppes des moments semble donner des résultats satisfaisants. Nous sommes d'avis que la méthode a beaucoup de potentiel mais doit être approfondie et calibrée par des paramètres tirés des essais expérimentaux sur pieux fondés dans des sols ciblés avant d'être utilisée en pratique pour la dérivation de la rigidité des ressorts ou de l'amortissement.

CHAPITRE SIX

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

CHAPITRE 6

6 CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Cette étude avait pour but de proposer un guide méthodologique pour le calcul statique et sismique des fondations profondes sous charges latérales pour les conditions de sols du Québec. L'étude a permis de : (i) dresser un état des connaissances sur la question; (ii) dresser une synthèse des travaux relatifs aux méthodes dites p-y et recommander des courbes p-y adaptées pour les sables et les argiles du Québec; (iii) développer un modèle numérique couplé d'interaction sol-structure (ISS) et de le valider à partir des résultats de données expérimentales et de simulations avancées par la méthode des éléments finis; (iv) appliquer le modèle à l'analyse de deux dépôts quaternaires de l'Est du Canada sous charges sismiques compatibles aux sites choisis; et finalement (v) rendre opérationnelle et adapter la méthode p-y (contrainte-déformation) pour les types de sols et les unités de fondations profondes généralement rencontrés au Québec.

Les recommandations contenues dans ce rapport peuvent s'appliquer aux sites sur lesquels seront établies de nouvelles structures. L'applicabilité de ces recommandations à des fondations d'ouvrages existants doit se faire avec jugement et discernement. Ces recommandations ne s'appliquent pas aux fondations d'ouvrages spéciaux comme les grands ouvrages d'art ou les ponts de secours. Ces ouvrages sont souvent des structures dites critiques et les critères relatifs au niveau de tenue sismique sont souvent plus sévères et exigent des méthodes de calcul plus élaborées que celles décrites dans ce rapport.

L'étude a mis en évidence la complexité et la sensibilité des opérations de dérivations et des intégrations mathématiques successives des analyses dynamiques (2 signaux sismiques, 2 masses et 2 sites (argile, sable) du Québec). Elle a également permis d'éprouver le concept théorique et méthodologique pour chargement dynamique complexe dans les détails et dans toutes ses étapes comme suit : (i) calcul de la réponse des moments en fonction du temps et de la profondeur; (ii) par dérivations successives, l'élaboration de la courbe p-y en fonction du temps et de la profondeur; (iii) la construction des courbes d'hystérésis p-y en fonction de la profondeur; et enfin (iv) le calcul de la rigidité (ressort) et de l'amortissement (piston) dans un contexte de modélisation globale sol-structure selon l'approche très pratique de Winkler.

L'analyse de l'interaction sismique sol-structure nécessite des modèles de comportement (rigidité et amortissement) dont la précision dépend de plusieurs facteurs et phénomènes très complexes, notamment sous charges dynamiques. D'abord la précision de ces modèles dépend des caractéristiques des excitations sismiques, notamment des fréquences de vibration, représentatives de la région visée. En second lieu elle dépend des phénomènes complexes tels que la non linéarité des sols et des pieux, la séparation du sol et du pieu et le glissement du sol, la dégradation de rigidité et de résistance. Enfin, puisque la méthodologie est basée principalement sur des intégrations et des dérivations successives ainsi que des rétro-calculs, la qualité des modèles résultants dépend très fortement de la précision de ces calculs nombreux et de leur calibration. Cette complexité est à son paroxysme dans le cas présent du fait que ce sont des analyses dynamiques non linéaires. Par conséquent, plusieurs tentatives ont été essayées visant la dérivation dans le domaine fréquentiel complexe de la rigidité et l'amortissement tel que défini dans le point (iv), mais les résultats n'ont pas été concluants.

L'étude entreprise dans le cadre de ce projet est très utile et a permis de mesurer la complexité des différentes opérations permettant de dériver les modèles propres aux sols du Québec. Les résultats obtenus sont dans l'ensemble satisfaisants. Aussi, nous sommes d'avis que la méthode a beaucoup de potentiel mais doit être approfondie et calibrée par des paramètres tirés des essais expérimentaux sur pieux fondés dans des sols ciblés. Ces données expérimentales ne sont pas encore disponibles. .Aussi, il nous parait prématuré d'émettre des recommandations quant aux courbes p-y à utiliser pour les charges sismiques.

Dans ce contexte, le projet de recherche, qui a été interrompu par le MTQ, sur les essais statiques et cycliques grandeur nature sur des pieux fichés dans des sols du Québec constituerait une source de données importantes.

RÉFÉRENCES

RÉFÉRENCES

AASHTO. (2009), Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 1st Edition, with 2010 Interim Revisions.

AASHTO (2010), LRFD Bridge Design Specifications, 5th Edition.

Abdoun, T., Dobry, R., et O'Rourke, T. D. (1997), "Centrifuge and numerical modeling of soil-pile interaction during earthquake induced soil liquefaction and lateral spreading" Proceedings of the 1997 1st National Conference of the ASCE Geo-Institute, Geo-Logan, July 16, 1997 - July 17, 1997, ASCE, Logan, UT, USA, 76-90.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (2003), "ASCE/SEI 31-03– Seismic Evaluation of Existing Buildings", Publié par ASCE (American Society of Civil Engineers), 446 p.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (2007), "ASCE/SEI 41-06– Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (41-06) (ASCE Standard)", Publié par l'American Society of Civil Engineers, 427 p.

ATC/MCEER (2003), "*Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Specifications and Commentary*", Applied Technology Council/Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Joint Venture, MCEER-ATC 49.Association canadienne de normalisation/Canadian Standard Association (2006), *"CAN/CSA S6-06 : Code canadien sur le calcul des ponts routiers*", Norme nationale du Canada.

Allen, L., et Reese, L. (1980), "Small scale tests for the determination of p-y curves in Layered Soils," Proc, 12th Offshore Technology Conference, OTC 3747, Vol. 1, p. 109-116.

Allotey, N., et El. Naggar, M. H. (2008), "Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure interaction analysis ", Canadian Geotechnical Journal, Vol 45, p. 560-573

American Petroleum Institute (API) (1993), "Recommended Practice for Planning, Design, and Constructing Fixed Offshore Platforms", American Petroleum Institute.

Anderson, J. B., Townsend, F. C., et Grajales, B (2003), "Case history evaluation of laterally loaded piles", ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, p. 187-196.

Angelides. D.C., et Roesset, J.M., "Dynamic Lateral Stiffness of Piles", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, November 1981, pp. 1443-1460.

Annaki, M. et Lee, K. L. (1977), "Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil Dynamics", ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103 (No. GT6), p. 549-564.

Atik, L.A. et Ambrahamson, N. (2010), "An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching", Earthquake Spectra, Volume 26, No. 3, pages 601-617, August 2010.

Armstrong, R. J., Boulanger, R. W., et Beaty, M. H. (2013), "Liquefaction effects on piled bridge abutments: Centrifuge tests and numerical analyses", ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(3), 433-443.

Badoni D, Makris N. (1996), "Nonlinear response of single piles under lateral inertial and seismic loads", Soil Dynamics Earthquake Engineering 15:29–43.

Bobet, A., Salgado, R. et Loukidis, D. (2001), "Seismic Design of Deep Foundations", FHWA/IN/JTRP-2000/22. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 2001

Boulanger, R. W., Kutter, B. L., et Wilson, D. W. (1998), "The response of piles during earthquakes: dynamic soil-pile-superstructure interactions", FHWA/CA/ESC-98-09, State of California, Department of Transportation Sacramento, California, State of California.

Boulanger, R. W., Curras, C. J., Kutter, B.L., Wilson, D. W., et Abghari, A. (1999), "Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses", ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 125, pp. 750-759.

Bowles, J. E. (1996), Foundation Analysis and Design, 5th Edition, McGraw-Hill, New-York, 1175 p.

Brinch-Hansen, J. (1948), "The Stabilizing Effect of Piles in Clay", C. N. Post. No. 3, Nov. 1948.

Broms, B. B. (1964a), "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", ASCE, Proceedings of the Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 90(SM3, Part 1) : 123-156.

Broms, B. B. (1964), "Lateral resistance of piles in cohesive soils", ASCE -- Proceedings -- Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division 90(SM2, Part 1) : 27-63.

Brown, D. A. et C.-F. Shie (1991), "Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile", Computers and Geotechnics 12, pp.149-162.

Burckhardt, G. (2004), "Étude en laboratoire du comportement de l'argile de Rigaud sous sollicitations monotones et cycliques," Mémoire de M.Sc., Dépt de génie civil, Université Laval, Québec, 151 p.

Bhushan K., Haley S.C. et Fong P.T. (1979), "Lateral load tests on drilled piers in stiff clays", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 105(8): 969-985.

Bhushan K., Lee, L.J. et Grime, D.B. (1981), "Lateral load tests on drilled piers in sands", in Preprint of the ASCE Annual meeting, St-Louis, Missouri, 26-30 October 1981

Bray, J. D., Espinoza, R. D., Soga, K., et Taylor, R. L. (1995), "GeoFEAP: Geotechnical Finite Element Analysis Program", Report No. UCBGT/05-05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

Brown, D. A., Chine-Feng, S., et Kumar, M. (1989), "P-Y curves for laterally loaded piles derived from three-dimensional finite element model", Numerical Models in Geomechanics. NUMOG III, 683-690.

Budkowska, B. B., et Priyanto, D. G. (2003), "Nonlinear behaviour of laterally loaded long piles penetrating soft clay below water table subjected to cyclic loading-sensitivity analysis Part I: Theoretical formulation", International Journal of Offshore and Polar Engineering, 13(3), 169-174.

Café, P. F. M. (1991), "Dynamic response of a pile-supported bridge on soft soil", M.Sc. thesis, University of California, Davis.

Canadian Geotechnical Society (CGS) (1994), Canadian foundation engineering manual (3rd ed.). Richmond, B.C.: Canadian Geotechnical Society.

Canadian Geotechnical Society (CGS) (2006), Canadian foundation engineering manual (4th ed.). Richmond, B.C.: Canadian Geotechnical Society.

Cardenas Gomez, P. (2013), "Modélisation constitutive du comportement statique et cyclique des argiles sensibles", Thèse de doctorat, en préparation, Département de génie civil et de génie des eaux, Faculté des sciences et génie, Université Laval, Québec

Cai, Y., Gould, P., et Desai, C. (1995), "Numerical Implementation of a 3-D Nonlinear Seismic S-P-S-I Methodology, in Seismic Analysis and Design for Soil-Pile-Structure Interactions", Geotech. Spec. Pub. 70, ASCE, 96-110.

Chang, J.-F. (2006), "P-Y modeling of soil-pile interaction", Ph.D. Thesis, Civil and Environmental Engineering, Cornell University, 355 p.

Chang, G.-S., Kutter, B. L., et Watters, R. J. (1989), "Centrifugal modeling of soil-pile-structure interaction", Proceedings of the Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering, 25, 327-334.

Chenaf N. (2007), "Interaction inertielle-Interaction cinématique Sol-Pieu", Thèse de doctorat. Ecole Centrale de Nantes. 330p.

Chenaf, N. et Chazelas, JL (LCPC), 2008), "Physical modelling of inertial and kinematic soil-pile interactions with centrifuge", Alert Workshop 2008 - Session number 2: Fields and laboratory testing

CNRC. (2005), Code national du bâtiment (CNBC), Canada 2005. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherche

CNRC. (2010), Code national du bâtiment (CNBC), Canada 2010. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherche

CSA, Association canadienne de normalisation, Conseil canadien des normes, 2006. Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 10ième éd. Coll. « Norme nationale du Canada ». Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation, xli, 768 p.

CSA, Association canadienne de normalisation, Conseil canadien des normes, 2014. Norme CSA/S6-F14 - Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 11ième éd. Coll. « Norme nationale du Canada ». Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation, xli, 948 p.

Davisson, M.T. et Robinson, K.E. (1965), "Bending and Buckling of Partially Embedded Piles", Proc. of 6th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Canada, Vol. III, Div. 3-6, 243-246.

Desai, C., et Appel, G. (1976), "3-D Analysis of Laterally Loaded Structures", Proc. 2nd Intl. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, ASCE, Blacksburg, 405-418, 405-418.

Dobry R, Vicente E, O'Rourke, M.J., et Roesset, J.M. (1982),"Horizontal stiffness and damping of single piles", ASCE, J. Geotech Eng Div 108(No.GT3):439–459.

Dou, H., et Byrne, P. M. (1996). «Dynamic response of single piles and soil-pile interaction.» Canadian geotechnical journal, 33(Compendex), 80-96.

Dunnavan, T. W. (1986), "Experimental and analytical investigation of the behavior of single piles in overconsolidated clay subjected to cyclic lateral loads," Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Houston, 599 p.

Dunnavant, T. W. et O'Neill, M. W. (2005), "Experimental p-y model for submerged, stiff clay," Advances in Designing and Testing Deep Foundations, p. 132-151.

Dyvik, R., Andersen, K. H., Madshus, C., et Amundsen, T. (1991). «Model tests of gravity platforms. I. Description.» Publikasjon - Norges Geotekniske Institutt(181).

EL Naggar MH, NovakM(1995) "Nonlinear lateral interaction in pile dynamics", Soil Dyn Earthq Eng 14:141–157. doi:10.1016/0267-7261(94)00028-F.

EL Naggar MH, Novak M (1996) "Nonlinear analysis for dynamic lateral pile response", Soil Dyn Earthq Eng 15:233–244. doi:10.1016/0267-7261(95)00049-6.

El Naggar, M. H., Shayanfar M. A., Kimiaei, M., et Aghakouchak, A.A. (2005), "Simplified BNWF model for nonlinear seismic response analysis of offshore piles with nonlinear input ground motion analysis," Canadian Geotechnical Journal, vol 42, p. 365-380.

El Mouatassim, M. (1985), "Comportement des argiles naturelles à l'intérieur de la courbe d'état limite", Mémoire de maîtrise, Département de Génie Civil, Université Laval, Québec, 223 p.

Ensoft inc. (2010). LPile Plus v5.0, Houston, Texas.

Evans, L. T., et Duncan, J. M. (1982), "Simplified analysis of laterally loaded piles," Report No. UCB/GT/82-04. Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 224 p.

FHWA (2006), "A Laboratory and Field Study of Composite Piles for Bridge Substructures", Publication Number: FHWA-HRT-04-043, March 2006 (Auteurs: M. A. Pando, C. D. Ealy, G. M. Filz, J.J. Lesko et E.J. Hoppe, Virginia Transportation Research Council)

Finn, W. D. L. (2005), "A study of piles during earthquakes: Issues of design and analysis," Bulletin of Earthquake Engineering, Vol 3, p. 141-234.

Finn, W. D. L., et Gohl, W. B. (1987). «Centrifuge model studies of piles under simulated earthquake lateral loading.» ASCE, pp. 21-38.

Finn, W.D.L. et Dowling, J. (2016), "Modelling effects of pile diameter",Can. Geotech. J. 53: 173–178 (2016)

Finn, W. D. L., Byrne, P. M., Evans, S., et Law, T. (1996), "Some geotechnical aspects of the Hyogo-ken Nanbu (Kobe) earthquake of January 17, 1995", Canadian Journal of Civil Engineering, 23(3), 778-796.

Fujii, S., Cubrinovski, M., Tokimatsu, K., et Hayashi, T. (1998),"Analyses of Damaged and Undamaged Pile Foundations in Liquefied Soils During The 1995 Kobe Earthquakem", Proc. 3rd Conf. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics , GEO-INSTITUTE ASCE, Seattle, 1187-1198, 1187-1198.

Gazetas G., Dobry, R. (1984), "Horizontal response of piles in layered soils",ASCE, J. Geot. Eng 110(1):20–40.

Gerolymos N. et Gazetas, G. (2005), "Phenomenological model applied to inelastic response of soil-pile interaction systems", Soil Found. 45(4):119–132.

Gerolymos N., Drosos V., Escoffier S., Gazetas G. et Garnier, J. (2007) Numerical modeling of centrifuge cyclic lateral pile load experiments. In: Proceedings of the 2nd Greece-Japan Workshop on Seismic Design, Observation and Retrofit of Foundations, Tokyo, Japan, pp 299–319, 3–4 April.

Heidari, M., Jahanandish, M., El Naggar, H., et Ghahramani, A. (2014), "Nonlinear cyclic behavior of laterally loaded pile in cohesive soil", Canadian Geotechnical Journal, 51(2): 129–143

Holtz, R. D. et W. D. Kovacs (1991), Introduction à la géotechnique, Édition de l'École Polytechnique de Montréal, Québec, 808 p.

Honda, M., Ohbo, N., Hayashi, H., Zheng, J., et Scott, R. F. (1994),"Dynamic response of a shaft in dry sands", Proceedings of the 1994 International Conference on Centrifuge, Aug 31 - Sep 2 1994, Singapore, Singapore, 257-257.

Horikoshi, K., Ohtsu, H., Tanaka, M., et Sueoka, T. (1997), "Centrifuge modeling of a pile subjected to lateral spreading of liquefied soil". Proc. 3rd Kansai Int. Geotechnical Forum on Comparative Geotechnical Engineering, Kansai Branch of the Japanese Geotechnical Society, Japan, 199-208.

Ishihara, K. (1996). Soil Behavior in Earthquake Geotechnics, Clarendon Press. Oxford, Department of Civil Engineering, Science University of Tokyo.

Ishihara, K. (1997),"Geotechnical Aspects of the 1995 Kobe Earthquake", Proceedings of the 14th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Oration, T., Hamburg.

Itasca consulting group inc. (2009). FLAC 6.0. Minneapolis, Minnesota.

Iwasaki, T. (1990), "Summary report on the Loma Prieta earthquake of October 17, 1989", NIST Special Publication, 363-374.

Kagawa, T. (1980), "Soil-pile-structure interaction of offshore structures during an earthquake", 12th Annual OTC, Houston, Texas

Kagawa, T. (1983), "NONSPS: Users manual", McClelland Engineers Inc., Houston, Tx (*in* Boulanger et al., 1998)

Kavvadas M, Gazetas G (1993) Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil. Geotechnique 43(2):207–222.

Kim, J., et Brungraber, R. (1976), "Full Scale Lateral Load Tests of Pile Groups," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 102 (1), p. 87-105.

Kobayashi, K., Nakamura, S., Sato, K., Yoshida, N., et Yao, S. (Year). «Soil-pile interaction in liquefied sand layer.» First International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering V, September 23, 1991 - September 26, 1991, Publ by Computational Mechanics Publ, Karlsruhe, Ger, 351-361.

Kramer, S. L. (1988), Development of p-y curves for analysis of laterally loaded piles in western Washington. Research Project, Washington State Dept of Transportation, Number**:** WA-RD 153.1, 80 p.

Kramer, S. L. (1996). Geotechnical earthquake engineering, Prentice Hall.

Kuhlemeyer, R. L. (1979). "Vertical vibration of piles", ASCE, J. Geotech. Engrg., ASCE, 105(2), 273-287.

Kuhlemeyer, R. L. (1979), "Static And Dynamic Laterally Loaded Floating Piles",ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, V. 105, n 2, p 289-304, Feb 1979

LeBoeuf, D., Duguay-Blanchette, J., Lemelin, J.-C., Burkhardt, G. et Péloquin, E. (2016), "Cyclic Softening and Failure In Sensitive Clays and Silts", ICONHIC-2016, 1st International Conference on Natural Hazards and Infrastructure: Protection, Design, Rehabilitation, Chania, Greece

Leroueil, S., Hamouche, K., Tavenas, F., Boudali, M., Locat, J., Virely, D., Roy, M., La Rochelle, P., et Leblond, P. (2003), "Geotechnical characterization and properties of a sensitive clay from Quebec", Characterization and Engineering Properties of Natural Soils, Vols 1 et 2, p. 363-394.

Leroueil, S., Tavenas, F., et Le Bihan, J-P. (1983), "Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada," Revue Canadienne de géotechnique, Vol 20, p. 681-705.

Lewis, K., et Gonzales, L. (1985),"Finite Element Analysis of Laterally Loaded Drilled Piers in Clay", Proc. 12th Intl. Conf. Soil Mechanics Found.. Eng., Rio Janeiro, Vol. 2, 1201-1204.

Liu, L., et Dobry, R. (1995),"Effect of liquefaction on lateral response of piles by centrifuge model tests", FHWA-RD-99-165, National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER)

Lok, M. H. (1999), "Numerical modeling of seismic soil-pile-superstructure interaction in soft clay," Ph.D. Dissertation, Berkeley, Engineering Civil University of California, 362 p.

Maltais, P.-O. (2012), "Simulations numériques du comportement de fondations profondes sous sollicitations dynamiques dans deux dépôts quaternaires de l'est du Canada", Mémoire de M.Sc., Département de génie civil et de génie des eaux, Faculté des sciences et génie, Université Laval, Québec

Matlock, H. (1962),"Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay", Report to Shell Development Company, Engineering Science Consultants, Houston,Texas.

Matlock, H. (1970), "Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay," Proceedings of the II Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, (OTC 1204), pp. 577-594.

Matlock, H., Foo, H. C. S, et Bryant, L. M. (1978), "Simulation of lateral pile behaviour under earthquake motion", Speciality Conference of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, p. 600-619.

Mayoral, J. M. (2002), "Two-directional effects in seismic soil-pile-structure interaction in soft clay, " Ph.D Dissertation, Engineering Civil University of California, Berkeley, 329 p.

Mayoral, J. M., Pestana, J. M., et Seed, R.B. (2005), "Determination of multidirectional p-y curves for soft clays", Geotechnical Testing Journal, Vol 28, p. 253-263.

Meyer, B. J., et Reese, L. C. (1979). «Analysis of single piles under lateral loading», Research Report 244-1, Center for Transportation Research, The University of Texas, Austin.

Meymand, P. J. (1998), "Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil-Pile-Superstructure Interaction in Soft Clay," Ph.D Dissertation, Engineering Civil University of California, Berkeley, 407 p.

McClelland, B., et Focht, Jr J. A. (1958), "Soil modulus for laterally loaded piles". Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 123, p. 1049-1086.

Mendoza, M. J., et Auvinet, G. (1988), "The Mexico Earthquake of September 19, 1985---Behavior of Building Foundations in Mexico City", Earthquake Spectra, 4(4), 835-853.

Mendoza, M. J., et Prince, J. (1986), "Preliminary report on the earthquake of september 19, 1985, and its effects on structures and foundations in Mexico City", Geotechnical News, Vancouver, Canada, Vol. 4(No. 1), pp. 20-29.

Ménard, L. (1962), "Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement", Sols-Soils, vol. 1, 3, 1962, pp. 9-27

Ministère des Transports du Québec (2009). Annexe 1 - Plan de localisation du site, Plan de localisation des sondages - P17010B, Analyse granulométrique et rapports de sondage, rapport interne.

Ministère des Transports du Québec (2010). Plan de localisation - Aut55 – Boul. des Acadiens, rapport interne.

Ministère des Transports du Québec (MTQ) (2006), "R ésistance géotechnique latérale pondérée (sols cohérents et sols pulvérulents)", rapport interne.

Mizuno, H. (1987), “Pile damage during earthquake in Japan”, ASCE Special Geotechnical Publication, Vol. 11, pp. 53-78.

Mokwa, R. L., Duncan, J.M., et Helmers, M. J. (2001), "Development of p-y Curves for Partly Saturated Silts and Clays", ASTM, Geotechnical Special Publication, Issue 100, p. 224-239.

Mohan, D., Shrivasta, S.P. (1971). Nonlinear behavior os single vertical pile under lateral loads. 3rd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Tx, V.2, pp. 677-684.

Nogami T, Otani J, Konagai K, Chen H (1992), “Nonlinear soil-pile interaction model for dynamic lateral motion”, ASCE, J Geotech Eng 118(1):89–106..

Novak. M (1974), “Dynamic stiffness and damping of piles”, Can Geotech J., 11(4), pp. 574–598.

Novak , M., et Sheta, M. (1980). «Approximate approach to contact problems of piles.» Specialty Session,. ASCE National Convention on Dynamic Response of Piles Foundations: Analytical Aspects, ASCE, New York, N.Y., 55-79.

Ostadan, F. (1983), « Dynamic analysis of soil-pile-structure systems”, PhD Dissertation, UC California, Berkeley, Ca.

Pecker, A. (2008), Dynamique des structures et des ouvrages, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Picard, M.-H. (2012), "Comportement et modélisation p-y des argiles sensibles du Québec : études expérimentale et paramétrique", Mémoire de M.Sc., Département de génie civil et de génie des eaux, Faculté des sciences et génie, Université Laval, Québec

Poulos, H. G., et Davis E. H. (1980), Pile Foundation Analysis and Design, Wiley, New-York, 397 p.

PMB Engineering Inc. (1988). «PAR (Pile Analysis Routine) Manual», 500 Sansome Street, San Francisco, CA 94111.

Prakash, V., Powell, G. H., et Campbell, S. (1993). «DRAIN-2DX base program description and user’s guide», University of California, Berkeley.

Puech, A (Editeur), (2013) "Design for cyclic loading: Piles and other foundations," ISSMGE Technical Committee TC 209 – Offshore Geotechnics, Proceedings of TC 209 Workshop 18th ICSMGE, Paris 4 September 2013

Qualitas inc. (2011). Rapport factuel - Investigation géotechnique et pédologique - Échangeur du boulevard des Acadiens et de l'autoroute 55 - Secteur St-Grégoire, Bécancour (Québec) (cité dans Maltais, 2012)

Rashidi H., K. (1994). «Centrifuge and theoretical study of the earthquake soil-pile-structure interaction of structures founded on clays.», PhD Dissertation, University of California, Davis.

Reese, L. C. (1958), "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles," par McClelland & Focht (1958), discussion, ASCE, vol. 123, p. 1071-1074.

Reese, L. C., Cox, W., et Koop, F. (1974), "Analysis of laterally Loaded Piles in Sand," Proc. 6th Offshore Technology Conference, OTC 2080, Houston, Vol 2, p.473-483.

Reese, L. C., Cox, W. R., et Koop, F. D. (1975), « Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay”, Proc. 7th Offshore Technology Conference, Houston, Tx, pp. 671-690.

Reese, L., et Wang, S. (1989). «Documentation of Computer Program SHAFT1 Version 1.1 : Drilled Shafts Under Axial Loading », Ensoft Inc.

Reese, L. C., et Van Impe, W. F. (2001), Single piles and pile groups under lateral loading, A. A. Balkema, Rotterdam, 1st Ed., 463 p.

Reese, L.C., Cox, W.R. et Koop, F.D. (1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand", Proc. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, TX, II, (OTC 2080), 1974, pp. 473-485.

Reese, L. C., Isenhower, W. M., et Wang, S.-T. (2005). Analysis and design of shallow and deep foundations, Wiley

Remaud, D. (1999), "Pieux sous charges latérales : Étude expérimentale de l'effet de groupe," Thèse de Doctorat, Département de génie civil, Laboratoire central des Ponts et Chaussées, Nantes, 343 pages.

Resendiz, D., et Roesset, J. M. (1986). «Soil-structure interaction in Mexico city during the 1985 erthqueakes.» ASCE, New York, NY, USA, Mexico City, Mex, 193-203.

Risk Engineering Ltd (2010), EzFrisk Software, V. 7.5.

Rollins, K., Olsen, R., Egbert, J., Olsen, K., Jensen, D., et Garrett, B. (2003), "Response, analysis, and design of pile groups subjected to static and dynamic lateral load", Research Project, Civil & Environmental Engineering Department, Brigham Young University, 419 p.

Rovithis, E, Kirtas, E, Pitilakis, K (2009) Experimental p-y loops for estimating seismic soil-pile interaction. doi:10.1007/s10518-009-9116-7 Bull Earthquake Eng (2009) 7:719–736.

Scott, R. F. (1965), "Soil mechanics and foundation engineering aspects of Alaskan earthquake of March 27, 1964", Proc. of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, Jan 22-Feb 1 1965, pp.157--172.

Skempton, A.W. (1948), "The ϕ =0 Analysis for Stability and its Theoretical Basis," 2nd ICSMFE, vol. 1, p. 72.

Skempton, A.W. (1951), "The Bearing Capacity of Clays," Proc. Building Research Congress, vol. 1, pp. 180-189.

Takahashi, A., Hideki, S., et Tanimoto, S. (2006), "Beam on Winkler Foundation Method for Piles in Laterally Spreading Soils," Geotechnical Special Publication, pp. 230-241.

Terzaghi, K. (1955), "Evaluation of coefficients of subgrade reaction," Geotechnique, Vol 5, p. 297-326.

Tlustochowicz, G. (2005), "Optimized design of integral abutments for three span composite bridge", M.Sc. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Lulea University of Technology, Suède, 163 pages.

Tokida, K.-I., Matsumoto, H., et Iwasaki, H. (1992). «Experimental study of drag acting of piles in ground flowing by liquefaction.» Proceedings of the 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities nad Countermeasures for Soil Liquefaction, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y., 511-523 p.

Tokimatsu, K., Mizuno, H., et Kalkurai, M. (1996). «Geotechnical aspects of the Januray 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake : Building damage associated with geotechnical problems.» Soils and Foundations(No. Special), p. 219-234.

Tokimatsu, K., Oh-oka, H., Satake, K., Shamoto, Y., et Asaka, Y. (1998). «Effects of lateral ground movements on failure patterns of piles in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake.» ASCE, Reston, VA, USA.

Urao, K., Masuda, K., Kitamura, E., Miyamoto, Y., et Fukuoka, A. (1992). "Dynamic behaviors of a composite foundation", Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering. 10 Vols, Jul 19 - 24 1992, Publ by A.A. Balkema, Madrid, Spain, 1801-1806.

Wang, S., Kutter, B. L., Chacko, J., Wilson, D.W., Boulager, R.W., et Abghari, A. (1998), "Nonlinear seismic soil-pile structure interaction", Earthquake Spectra, Vol. 14, p. 377-396.

Wilson, D. W. (1998). «Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay.», PhD Dissertation, UC California in Davis, Ca.

Winkler, E. (1867), Die lehre von der elasticitaet und festigkeit. Dominicus, Prague, Czechoslovakia.

Wong, P. C. W., Kulhawy, F. H., et Ingraffea, A. R. (1989). «Numerical modeling of interface behavior for drilled shaft foundations under generalized loading.» Foundation Engineering: Current Principles and Practices, June 25, 1989 - June 29, 1989, Publ by ASCE, Evanston, IL, USA, 565-579.

Wu, A.K.H. ; Kuhlemeyer, R.L. To, C.W.S.(1989), "Validity of Smith model in pile driving analysis", ASCE, Journal of geotechnical engineering, v 115, n 9, p 1285-1302, Sep 1989

Wu, A K H , Kuhlemeyer, R L. et To, C.W.S. (1986), "Pile Shaft-Soil Model For Wave Equation Analysis: Verification By Dynamic Finite Element Approach", Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering, Memorial Univ., V. 2, p 761-781, 1986

Wu, G., et Finn, W. D. L. (1997a). «Dynamic elastic analysis of pile foundations using finite element method in the frequency domain», Canadian Geotechnical Journal, 34(1), 34-43.

Wu, G., et Finn, W. D. L. (1997b). «Dynamic nonlinear analysis of pile foundations using finite element method in the time domain», Canadian Geotechnical Journal, 34(1), 44-52.

Yassin, H. (2015), Thèse de doctorat en préparation.

Yegian, M. K., et Wright, S. G. (1973). «Lateral Soil Resistance-Displacement Relationships for Deep Pile Foundations in Soft Clays», Proceedings of the 5th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 2, 663-676.

ANNEXE A

MODÉLISATION STATIQUE ET DYNAMIQUE D'UN PIEU ISOLÉ :

ÉTUDES DE VALIDATION

A.1 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE D'UN PIEU ISOLÉ SOUS CHARGEMENT STATIQUE

A.2 ÉTUDE COMPARATIVE EN CONDITIONS STATIQUES ENTRE UN ESSAI DE TERRAIN ET FLAC

A.3 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DE LA RÉPONSE DYNAMIQUE D'UN DÉPÔT UNIFORME

A.4 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE D'UN PIEU ISOLÉ SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

A.5 CONCLUSION

INTRODUCTION

Cette annexe présente les résultats d'une étude de l'influence de divers paramètres sur la validation et la performance des méthodes de modélisation d'un pieu isolé dans un dépôt de sol dans le logiciel FLAC. Le pieu isolé considéré est d'abord soumis à un chargement latéral statique, et, par la suite, à une sollicitation dynamique. Finalement, un modèle d'un pieu isolé soumis à un chargement dynamique a été développé avec FLAC et confronté aux résultats d'essais présentés par Boulanger et coll. (1999).

A.1 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE D'UN PIEU ISOLÉ SOUS CHARGEMENT STATIQUE

Cette section présente une étude paramétrique permettant d'obtenir les paramètres du pieu et des éléments d'interface à considérer dans une modélisation non linéaire par différences finies effectuée avec le logiciel FLAC. Les résultats, obtenus dans FLAC, seront comparés à ceux obtenus d'une analyse à l'aide du logiciel LPile (Ensoft, Inc.), ainsi qu'aux résultats d'un essai effectué en pleine grandeur. LPile est un logiciel couramment utilisé dans la pratique pour effectuer les calculs selon un modèle p-y, de type BNWF.

ÉTUDE COMPARATIVE : FLAC VERSUS LPILE

Le profil géotechnique établi au site de la ville de Bécancour et présenté au chapitre 3 a été utilisé dans cette série d'analyses. Le massif de sol est formé de quatre couches principales, soit une croûte de silt argileux en surface, une couche d'argile silteuse molle, une couche de sable et silt et un socle rocheux fracturé.

Deux analyses ont été réalisées afin de valider les résultats d'un pieu sous chargement latéral statique dans FLAC :

- Analyse 1 : l'argile est modélisé en conditions non drainées lors du chargement et le critère de rupture utilisé est celui de Tresca ($c = c_u$ (ou S_u) et $\phi = 0^\circ$)
- l'analyse 2 : utilise une approche en comportement drainé dans cette même couche et l'argile est modélisée avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb (i.e. avec des paramètres en contraintes effectives, c' et ϕ')

Dans les deux cas, le sable se comporte comme un matériau drainant (avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb, c' et □') un comportement drainé du sable est modélisé. La nappe phréatique est considérée en surface dans toutes les analyses.

PROPRIÉTÉS DU SOL

Les tableaux A-1 et A-2 présentent les modèles p-y utilisés pour la représentation du sol dans le logiciel LPile lors des deux analyses. Les propriétés mécaniques du sol sont tirées des conclusions faites lors de la caractérisation des sites au chapitre 3. Les modules p-y (k) sont issus des recommandations fournies dans le manuel technique de LPile 5.0 (2004). Les valeurs de ε_{50}, représentant la déformation du sol à 50 % du déviateur maximal lors d'un essai triaxial, sont basées sur des résultats obtenus sur des argiles similaires.

Dans le cas des analyses non drainées, le module volumique (K ou *Bulk Modulus*) est calculé en supposant un sol quasi-incompressible avec un coefficient de Poisson de 0,49. Dans l'analyse 2, le module volumique K de l'argile est calculé avec un coefficient de Poisson de 0,3. Dans les deux analyses, le module K du sable est calculé à l'aide d'un coefficient de Poisson de 0,3. Le socle rocheux est considéré comme un matériau élastique. K et G sont calculés par les lois d'élasticité, en se basant sur un coefficient de Poisson de 0,25, ainsi que sur un E_r de 8 000 MPa (Yassin, 2012). Le tableau A-3 présente les propriétés mécaniques de chacune des sous-couches modélisées dans le logiciel FLAC.

MAILLAGE ET CONDITIONS AUX FRONTIÈRES

Le massif de sol est modélisé dans FLAC par un assemblage de 3 200 éléments (100 éléments par 32 éléments) de hauteur variable, en fonction de l'épaisseur des sous-couches. Le massif a des dimensions de 50 m par 18,19 m.

La translation latérale des frontières de gauche et de droite est empêchée et la base du modèle est encastrée.

Tableau A-1 : Étude paramétrique : Propriétés mécaniques et modèles p-y utilisés dans l'analyse LPile – Analyse 1

ANALYSE 1 – Paramètres LPile – Analyse non drainée (argile → ϕ =0 et S = S_u)									
Couche	**Description**	**Modèle**	**Réf.**	**H** m	**γ'** kN/m³	**S_u** kPa	**ϕ'** °	**k** MN/m³	**ε_{50}**
1	Croûte argileuse	Stiff clay & free water	Reese	1.80	8.19	140	-	270.0	0.005
2	Croûte argileuse	Stiff clay & free water	Reese	0.90	7.69	63	-	135.0	0.007
3	Argile silteuse	Soft Clay	Matlock	2.30	6.19	20	-	-	0.02
4	Argile silteuse	Soft Clay	Matlock	1.40	7.19	30	-	-	0.02
5	Argile silteuse	Soft Clay	Matlock	1.00	7.19	20	-	-	0.02
6	Argile silteuse	Soft Clay	Matlock	0.55	7.19	44	-	-	0.02
7	Sable et silt	Sand	Reese	2.75	9.69	-	34	24.4	-
8	Sable et silt	Sand	Reese	2.20	11.19	-	38	61.0	-
9	Sable et silt	Sand	Reese	2.20	9.69	-	35	24.4	-
10	Sable et silt	Sand	Reese	1.65	12.19	-	42	61.0	-
Socle rocheux				**H** m	**γ'**	**Er** MPa	**Rés. Comp.** kPa	**RQD** %	**k_rm**
11	Shale brun	Weak Rock	Reese	2.00	4.19	8000	15 000	50.0	0.0005

Tableau A-2 : Étude paramétrique : Propriétés mécaniques et modèles p-y utilisés dans l'analyse LPile – Analyse 2

ANALYSE 2 – Paramètres LPile Analyse drainée (argile → c'-ϕ')									
Couche	**Description**	**Modèle**	**Réf.**	**H** m	**γ'** kN/m³	**S_u** kPa	**ϕ'** °	**k** MN/m³	**ε_{50}**
1	Croûte arg.	Silt (Cemented c-ϕ)	Reese	1.80	8.19	8	32	24.4	0.02
2	Croûte arg.	Silt (Cemented c-ϕ)	Reese	0.90	7.69	8	27	6.8	0.02
3	Argile silteuse	Silt (Cemented c-ϕ)	Reese	2.30	6.19	8	25	6.8	0.02
4	Argile silteuse	Silt (Cemented c-ϕ)	Reese	1.40	7.19	8	26	6.8	0.02
5	Argile silteuse	Silt (Cemented c-ϕ)	Reese	1.00	7.19	8	30	24.4	0.02
6	Argile silteuse	Silt (Cemented c-ϕ)	Reese	0.55	7.19	8	30	24.4	0.02
7	Sable et silt	Sand	Reese	2.75	9.69	-	34	24.4	-
8	Sable et silt	Sand	Reese	2.20	11.19	-	38	61.0	-
9	Sable et silt	Sand	Reese	2.20	9.69	-	35	24.4	-
10	Sable et silt	Sand	Reese	1.65	12.19	-	42	61.0	-
Socle rocheux				**H** m	**γ'**	**Er** MPa	**Rés. Comp.** kPa	**RQD** %	**k_rm**
11	Shale brun	Weak Rock	Reese	2.00	4.19	8000	15 000	50.0	0.0005

Tableau A-2 : Étude paramétrique : Propriétés mécaniques du sol implantées dans FLAC – Analyse 1 et 2

Couche	Description	Épaisseur	γ_{sat}	G_{max}	K_u	Su	K'	ϕ'	c'
		m	kN/m^3	MPa	MPa	kPa	MPa	°	kPa
1	Croute argileuse	0.45	18	25.1	619.1	140	54.4	32	8
2		0.45	18	25.1	619.1	140	54.4	32	8
3		0.45	18	25.1	619.1	140	54.4	32	8
4		0.45	18	25.1	619.1	140	54.4	32	8
5		0.45	17.5	25.1	619.1	63	54.4	27	8
6		0.45	17.5	25.1	619.1	63	54.4	27	8
7	Argile silteuse	0.575	16	8.6	212.1	20	18.6	25	8
8		0.575	16	8.6	212.1	20	18.6	25	8
9		0.575	16	8.6	212.1	20	18.6	25	8
10		0.575	16	8.6	212.1	20	18.6	25	8
11		0.7	17	9.9	244.2	30	21.5	26	8
12		0.7	17	9.9	244.2	30	21.5	26	8
13		0.5	16	8.6	212.1	20	18.6	30	8
14		0.5	16	8.6	212.1	20	18.6	30	8
15		0.55	17.5	22.8	562.4	44	49.4	30	8
16	Sable et silt	0.55	19.5	86.8	-	-	188.1	34	0
17		0.55	19.5	86.8	-	-	188.1	34	0
18		0.55	19.5	86.8	-	-	188.1	34	0
19		0.55	19.5	86.8	-	-	188.1	34	0
20		0.55	19.5	86.8	-	-	188.1	34	0
21		0.55	21	100.6	-	-	218.0	38	0
22		0.55	21	100.6	-	-	218.0	38	0
23		0.55	21	100.6	-	-	218.0	38	0
24		0.55	21	100.6	-	-	218.0	38	0
25		0.55	19.5	92.7	-	-	200.9	35	0
26		0.55	19.5	92.7	-	-	200.9	35	0
27		0.55	19.5	92.7	-	-	200.9	35	0
28		0.55	19.5	92.7	-	-	200.9	35	0
29		0.55	23	131.3	-	-	284.5	42	0
30		0.55	23	131.3	-	-	284.5	42	0
31		0.55	23	131.3	-	-	284.5	42	0
32	Shale brun	1.4	14	3200.0	-	-	5333.0	-	-

PROPRIÉTÉS DU PIEU

Le pieu est un cylindre évidé ayant un diamètre de 670 mm et une paroi de 19 mm d'épaisseur. Il est en acier, a un module élastique de 200 GPa ainsi qu'une rigidité flexionnelle (EI) de 412 MN m^2. Le pieu excède de la surface du sol de 3,81 m, et une masse de 49 100 kg, représentant une superstructure y est attachée. Cette masse est représentée par une charge axiale de 481,7 kN appliquée en tête du pieu. Une charge latérale de 69,27 kN est appliquée en tête du pieu. La longueur totale du pieu est de 22 m. Ces données géométriques sont basées sur le pieu expérimental de Boulanger et coll. (1999).

Des éléments «pieu» forment la structure dans le modèle FLAC. Ces éléments sont en deux dimensions et ont trois degrés de liberté à chaque nœud, deux déplacements et une rotation. Ils agissent de manière linéaire élastique, mais un moment de plastification peut être ajouté au modèle afin de limiter leur résistance (FLAC, 2008). La base du pieu est retenue en x et y, mais est libre de pouvoir agir en rotation (c.-à-d. Moment nul en base du pieu).

ÉLÉMENTS D'INTERFACE

Dans FLAC, les éléments pieu interagissent avec le sol par l'entremise des éléments d'interface. Chaque nœud du pieu est connecté à la grille de sol par deux ressorts résistant à l'effort normal et en cisaillement. Un critère de rupture peut être ajouté au ressort; une cohésion ou un angle de frottement. La figure A.1 illustre un élément d'interface, de même que les courbes dictant le comportement des éléments d'interface.

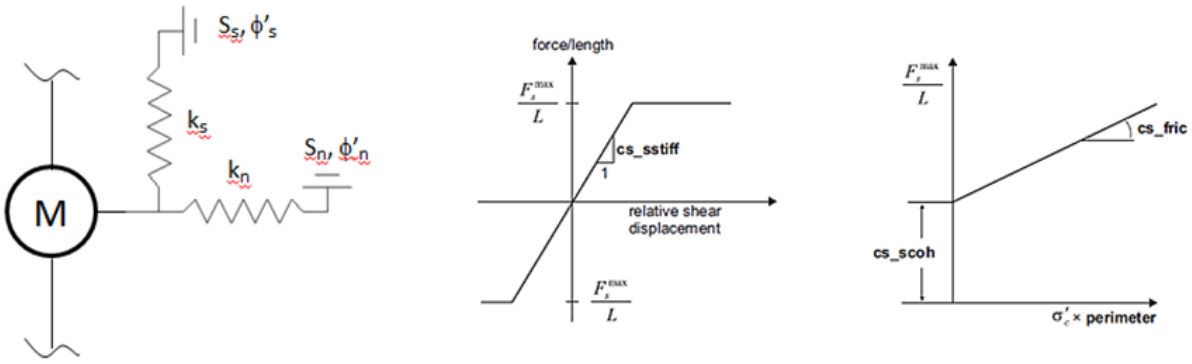


Figure A.1 : Représentation d'une interface (adaptée de FLAC, 2008)

k_s et k_n représentent les rigidités des ressorts. FLAC propose d'utiliser la formule suivante pour l'évaluation de ces paramètres :

$$k_s = k_n = 10 \cdot \max\left[\frac{K + \frac{4G}{3}}{\Delta z_{min}}\right] \quad \text{(A.1)}$$

Ou Δz_{min}=plus petite distance séparant deux éléments dans la direction normale à l'interface. Haldar et Babu (2008) proposent d'utiliser la cohésion non-drainée du sol multipliée par le périmètre du pieu afin de représenter S_s, pour les couches argileuses. Dans les sols pulvérulents, la rigidité du ressort en cisaillement est limitée par l'angle de friction du sable, tel que proposé par FLAC (2008). En ce qui a trait à S_n, Haldar et Babu (2008) proposent de prendre la résistance ultime d'un pieu chargé latéralement dans l'argile, telle que présentée dans l'article de Broms (1964). Cette résistance se calcule comme suit :

$$S_n = 9 S_u D_p \quad \text{(A.2)}$$

Dans la couche de sol pulvérulent, la résistance latérale ultime tel que proposé par Barton (1982) est utilisée :

$$S_n = K_p^2 \sigma'_v D_p \quad \text{(A.3)}$$

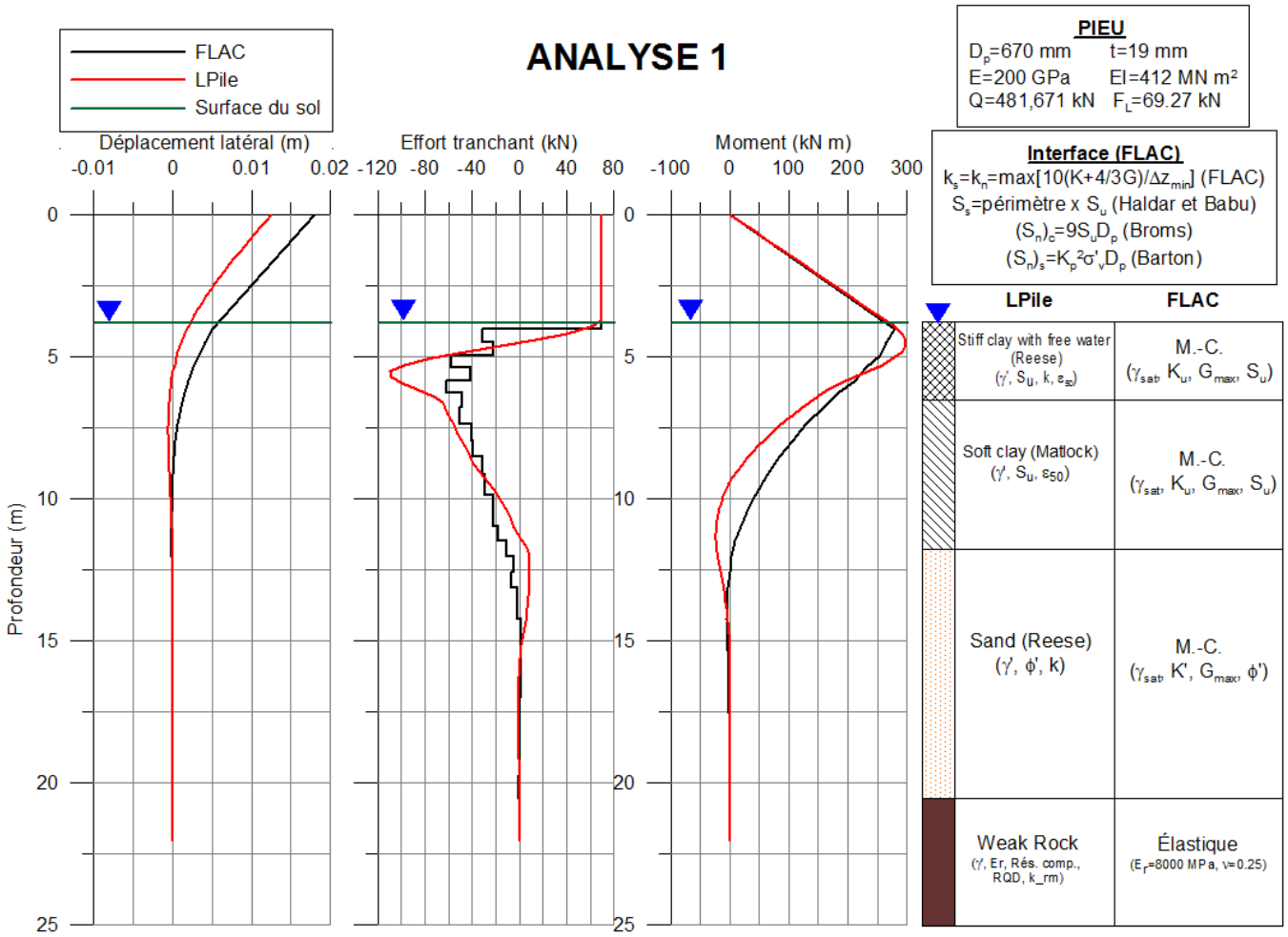
où K_P=coefficient de poussée des terres passif.

Finalement, un espacement est permis dans la couche argileuse. Ceci signifie que l'ouverture dans le sol, créée par le pieu lors de son déplacement, doit se refermer complètement pour que le sol puisse reprendre la charge lors d'une inversion de chargement. Dans le sable, l'espacement n'est pas permis puisque la nature non cohérente du sol fait en sorte que l'ouverture se referme s'il y a inversion du chargement.

COMPARAISON DES RÉSULTATS ENTRE FLAC ET LPILE

Les figures A.2 et A.3 présentent une comparaison des résultats obtenus lors des analyses dans les logiciels FLAC et LPile, ainsi qu'un résumé des diverses hypothèses émises pour les calculs. Une bonne correspondance s'établit entre les résultats. Les divers paramètres choisis comme intrants dans le logiciel FLAC retournent donc les résultats voulus et seront utilisés dans les analyses successives.

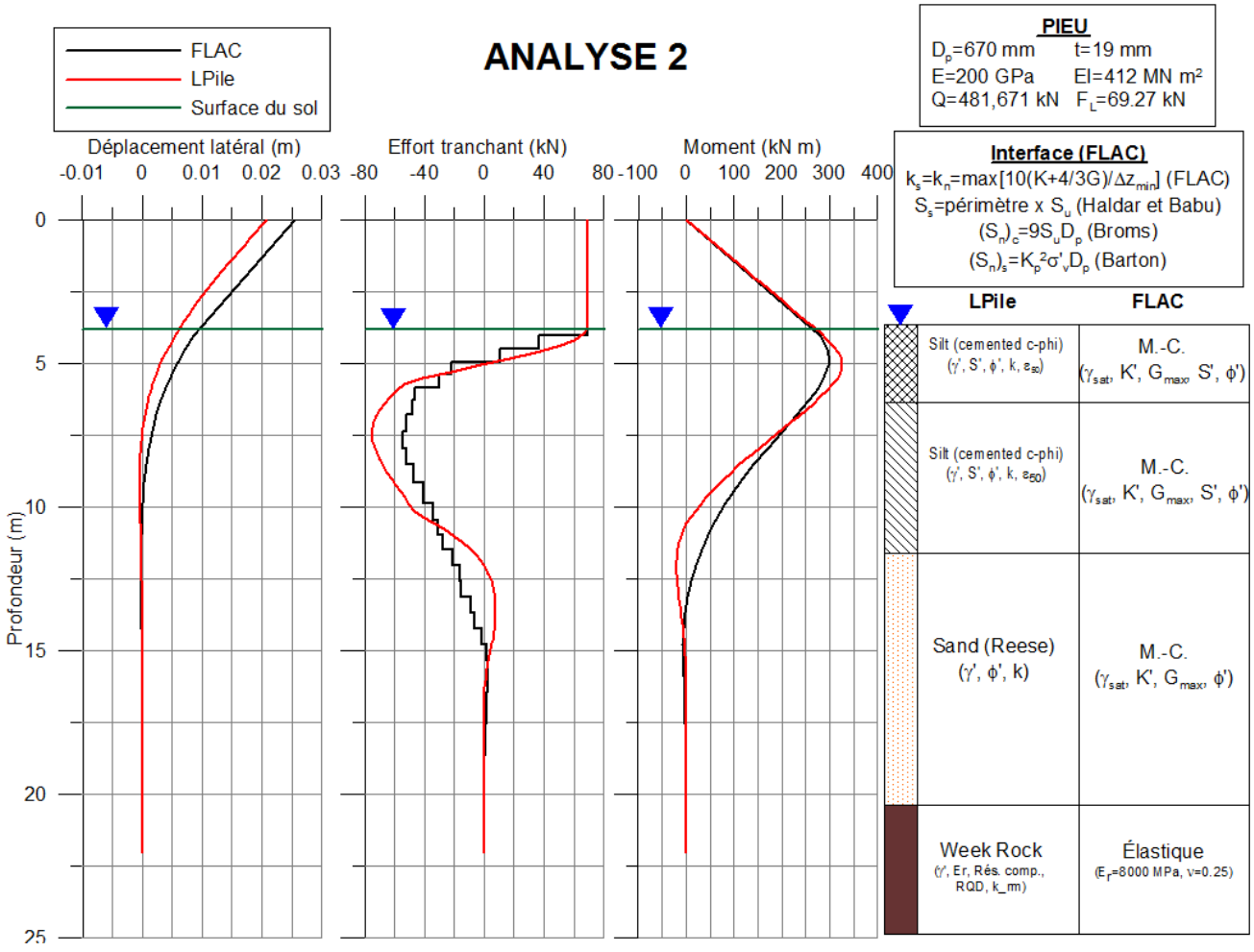
Étude paramétrique en condition statique – Comparaison des résultats entre FLAC et LPile



* M.-C.= Modèle de Mohr-Coulomb

Figure A.2 : Étude paramétrique : Comparaison des résultats entre FLAC et LPile – Analyse 1 (conditions statiques)

Étude paramétrique en condition statique – Comparaison des résultats entre FLAC et LPile



* M.-C.= Modèle de Mohr-Coulomb

Figure A.3 : Étude paramétrique : Comparaison des résultats entre FLAC et LPile – Analyse 2 (conditions statique)

A.2 ÉTUDE COMPARATIVE EN CONDITIONS STATIQUES ENTRE UN ESSAI DE TERRAIN ET FLAC

GÉNÉRALITÉS

Dans le but de valider les paramètres d'intrant à utiliser dans FLAC lors de la modélisation d'un pieu dans un massif de sol, un essai de terrain sur des pieux d'acier, réalisé par Mohan et Shrivasta (1971), et rapporté par Poulos et Davis (1980), sera modélisé dans le logiciel FLAC. Haldar et Babu (2008), ont aussi rapporté cet essai et réalisé sa modélisation dans le logiciel FLAC. Les propriétés du sol et du pieu utilisées dans le modèle sont les suivantes (issues de Haldar et Babu, 2008) :

Tableau A-3 : Propriété du sol et du pieu dans l'analyse d'un pieu isolé sous chargement statique en contraintes totales (Comparaison entre FLAC et un essai de terrain)

Sol		Pieu	
S_u	14.4 kPa	D_P	0.038 m
γ	19 kN/m^3	L_P	5.25 m
G_{max}	925.1 kPa	EI	31.6 kN · m^2
K	4320 kPa		
ϕ'	0°		

Le sol a été modélisé en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb. Le sol est représenté par un massif de 10 m x 10 m contenant 900 éléments. Les côtés du modèle sont retenus en x, alors que la base est retenue en y. Le pieu est modélisé au centre du massif. Le chargement est appliqué en tête successivement de manière à obtenir une courbe chargement-déflexion en tête du pieu. La figure A.4 illustre le modèle, le maillage utilisé ainsi que la localisation du chargement.

Le calcul des éléments d'interface a été effectué de la même manière qu'à la section précédente. Les paramètres obtenus sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau A-4 : Paramètres des éléments d'interface

k_s ou k_n	1.68x10^5 kN/m/m
S_s	1.72 kN/m
S_n	4.928 kN/m

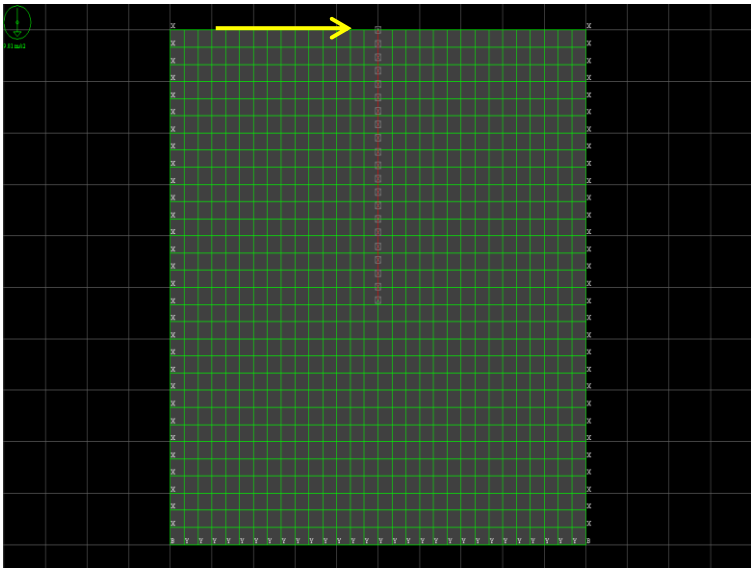


Figure A.4 : Modèle FLAC d'un pieu isolé sous chargement statique

PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

La courbe expérimentale présentée par Poulos et Davis, ainsi que la courbe issue de la modélisation de Haldar et Babu (2008) sont comparées à la courbe obtenue dans la présente étude sur la figure A.5.

La figure A.5 suggère une bonne corrélation entre les diverses valeurs, suggérant ainsi que le choix des paramètres d'interface, telle que présentée par Haldar et Babu (2008) retourne de bons résultats.

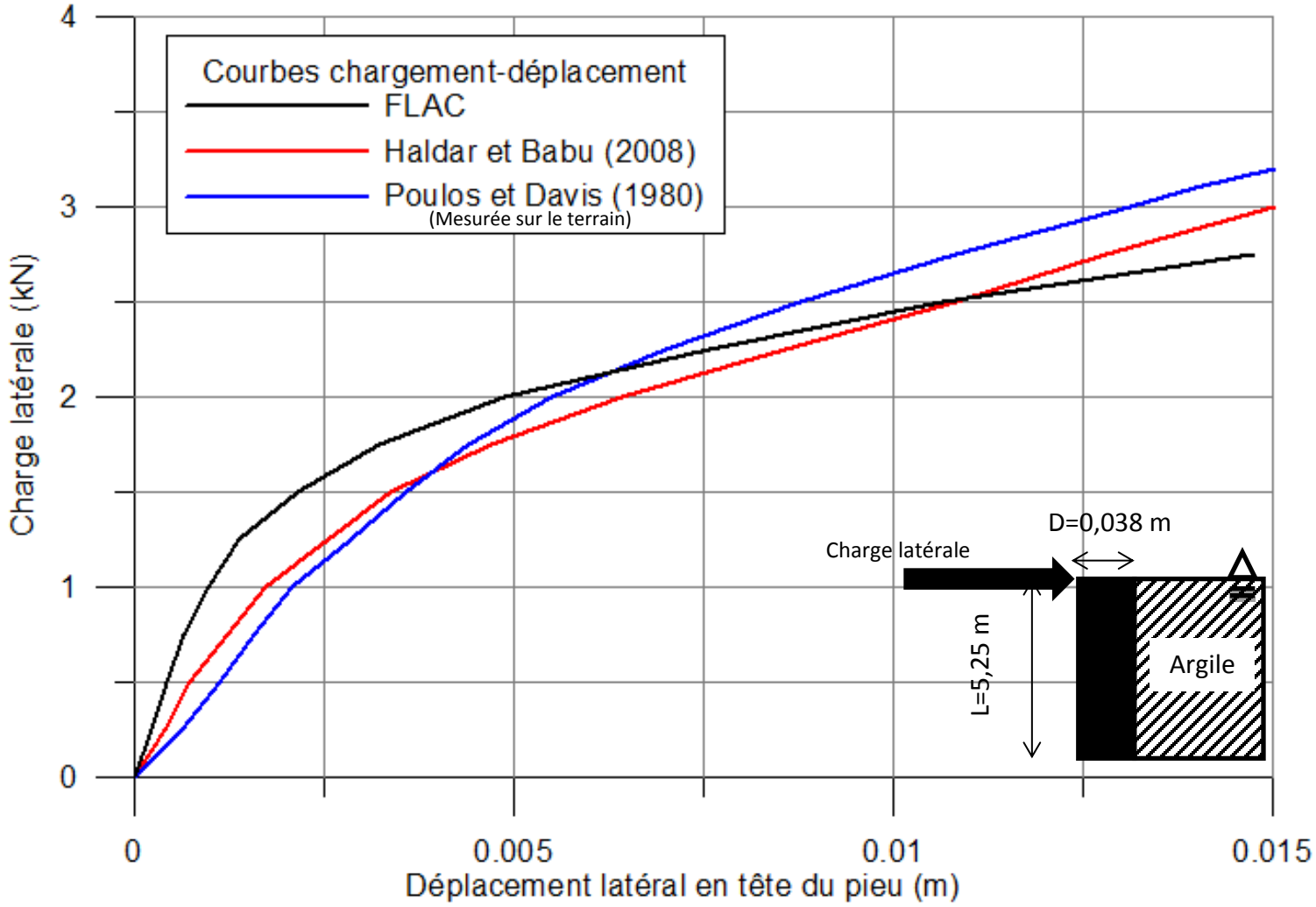


Figure A.5 : Courbe chargement-déflexion latérale

A.3 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DE LA RÉPONSE DYNAMIQUE D'UN DÉPÔT UNIFORME

GÉNÉRALITÉS

Un massif de sol argileux de 50 m par 30 m a été modélisé dans le logiciel FLAC. Le tableau A-6 suivant présente les paramètres du sol implantés dans le modèle.

Tableau A-5 : Paramètres du sol uniforme

I_P	45
ρ	1712 kg/m^3
G_{max}	25.1 MPa
K	1857 MPa

Une analyse élastique a été réalisée sur le modèle. Le module volumique (K) a été calculé à partir des relations d'élasticité, avec un□□ de 0,48 afin de simuler une analyse non-drainée. Dans le but de valider les résultats, le logiciel ProShake est utilisé. Ce dernier traite le sol comme une colonne, et simule la non-linéarité du comportement par une analyse linéaire équivalente.

Les courbes de Vucetic et Dobry (1991), correspondant à un I_P de 45, ont été utilisées dans les essais. FLAC fait une analyse non-linéaire hystérétique, c'est-à-dire que le module de cisaillement varie continuellement durant l'essai selon la déformation angulaire atteinte. L'utilisateur spécifie une courbe G/G_{max} et le logiciel traite l'amortissement hystérétique (proportionnel à la courbe d'hystérésis).

Plusieurs modèles sont disponibles dans FLAC afin de spécifier la courbe de réduction de module. Le modèle «SIG-4», présenté dans le manuel d'exploitation du logiciel d'analyse FLAC est utilisé. Les paramètres y_0, a, x_0 et b ont été dérivés par une régression non-linéaire à l'aide du logiciel Matlab. L'équation gouvernant ce modèle est :

$$G/G_{\max} = y + \frac{a}{(1 + \exp\left(-\frac{(\log(x) - x_0)}{b}\right))} \qquad (A.4)$$

La figure A.6 présente le résultat de la régression dans Matlab ainsi que le résiduel entre les courbes et les points expérimentaux.

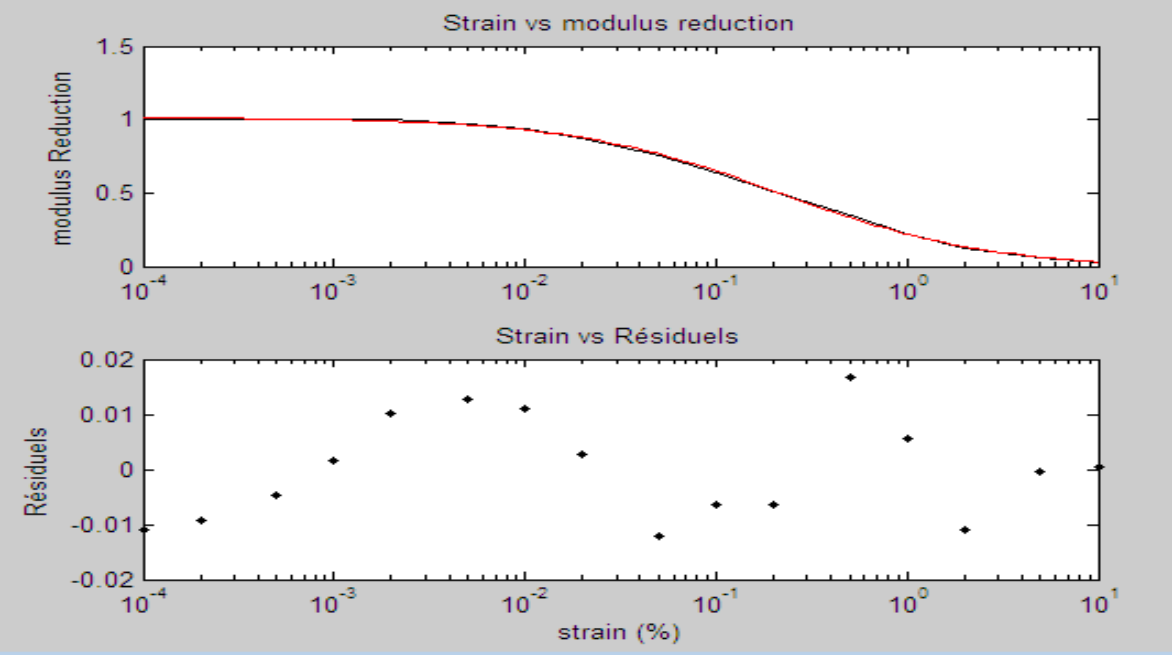


Figure A.5 : Résultat de la régression non-linéaire de la courbe G/G_{max}

La nappe a été considérée en surface lors des analyses dans les deux logiciels. De plus, des frontières absorbantes ont été spécifiées dans le logiciel afin de simuler un massif infini sur le plan horizontal. Ces frontières empêchent la réflexion d'ondes dans le modèle. Le signal utilisé lors des analyses est SAG_8L, adapté au spectre de référence de la ville de Québec. Ce signal a été présenté au chapitre 4.

OBJECTIFS DES ESSAIS

L'objectif visé dans cette section de l'étude, est de tenté de définir l'influence des paramètres d'amortissement et de la taille du maillage lors des analyses dynamiques d'un dépôt dans FLAC. Les résultats obtenus de l'analyse du même sol dans ProShake ont été utilisés aux fins de comparaison. Les accélérations en fonction du temps, ainsi que les spectres de réponse en accélération à la surface seront comparées.

PROGRAMME D'ESSAI

Le tableau A-7 présente les divers essais réalisés dans le but de choisir les bons paramètres lors de la modélisation d'un dépôt de sol soumis à une charge sismique.

Tableau A-6 : Programme d'essai- Étude paramétrique d'un dépôt uniforme seul

Description	Simulation	Objectifs
Étude paramétrique d'un dépôt uniforme (30 m)	1.A	Comparaison des résultats avec ProShake d'un amortissement hystérétique seul
	1.C	Comparaison des résultats avec ProShake d'un amortissement hystérétique et de Rayleigh (0,5 %)
	1.D	Comparaison des résultats avec ProShake d'un amortissement hystérétique et de Rayleigh (1 %)
	1.E	Comparaison des résultats avec ProShake d'un amortissement hystérétique et de Rayleigh (2 %)
	1.F	Vérification de l'influence du maillage ($H_{élément}$=1 m)(filtrage) - Comparaison avec ProShake
	1.G	Vérification de l'influence du maillage ($H_{élément}$=0,5 m)(filtrage) - Comparaison ProShake
	1.H	Vérification de l'influence du maillage ($H_{élément}$=0,25 m) (filtrage) - Comparaison ProShake

RÉSULTATS DES ANALYSES

Cette section présente les divers accélérations et spectres en surface obtenus en faisant varier les paramètres d'amortissement et de maillage.

PARAMÈTRES D'AMORTISSEMENT (TYPE ET AMPLITUDE)

Afin de valider le type d'amortissement dans le sol à introduire dans le modèle numérique, une étude paramétrique a été réalisée. Les résultats de l'analyse de la réponse du sol seront comparés au logiciel ProShake, couramment utilisé dans la pratique pour l'obtention de la réponse du sol.

Un essai avec amortissement hystérétique seul, puis des essais combinant ce dernier à des amortissements de Rayleigh de 0,5 %, 1 % et 2 % ont été réalisés. L'amortissement de Rayleigh est utilisé dans le présent modèle afin de contrôler la réponse du sol dans les hautes fréquences. Puisque, en général, peu d'énergie est libérée par un séisme dans les hautes fréquences, de faibles déformations surviennent entrainant de petites boucles d'hystérésis. Puisque l'aire des boucles est très faible, peu ou pas de ratio d'amortissement sera calculé par le logiciel dans ce domaine de fréquence. Cependant, un certain ratio d'amortissement est observé dans les hautes fréquences dans la réalité (FLAC, 2008). L'amortissement de Rayleigh est donc utilisé comme artifice afin d'obtenir un modèle plus réel.

L'amortissement de Rayleigh est ajouté à l'équation de la dynamique comme une matrice proportionnelle à la matrice masse et rigidité du système (équation 5.5). Elle multiplie le taux de déformation dans l'équation de la dynamique. L'équation 5.6 présente comment sont calculé les ratios d'amortissement (ξ_i) de Rayleigh pour les diverses fréquences angulaires (ω_i). Puisque l'on vise un contrôle de la réponse seulement dans les hautes fréquences, l'amortissement de Rayleigh sera spécifié comme étant proportionnel à la matrice de rigidité seulement du système (α=0). Ainsi, ξ_i sera important dans les hautes fréquences, mais beaucoup plus faible dans les basses fréquences, laissant l'amortissement hystérétique prendre le contrôle de l'amortissement dans ces dernières. À noter que les ratios d'amortissement de 0,5 %, 1 % et 2 % spécifié par l'utilisateur sont utilisés pour calculer β.

$$C = \alpha M + \beta K \tag{A.5}$$

$$\xi_i = \frac{1}{2}\left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta\omega_i\right) \tag{A.6}$$

Les figures suivantes présentent les accélérations et spectres de réponse en surface obtenus pour une analyse réalisée avec un amortissement hystérétique seul, ainsi qu'avec l'ajout d'amortissement de Rayleigh proportionnel à la rigidité de 0,5 %, 1 % et 2 %.

En se basant sur la figure A.4, l'ajout d'un amortissement de Rayleigh proportionnel à la rigidité permet en effet de contrôler la réponse du dépôt pour de petites périodes (c.-à-d. inférieure à 0,2 seconde). Le spectre de réponse correspondant à un amortissement hystérétique, combiné à un amortissement de Rayleigh de 0,5 % retourne les meilleurs résultats en comparaison à la réponse obtenue dans ProShake. De plus, les accélérations enregistrées en surface se comparent bien à celle obtenue dans ProShake. Pour cette raison, cette combinaison sera utilisée dans les analyses subséquentes.

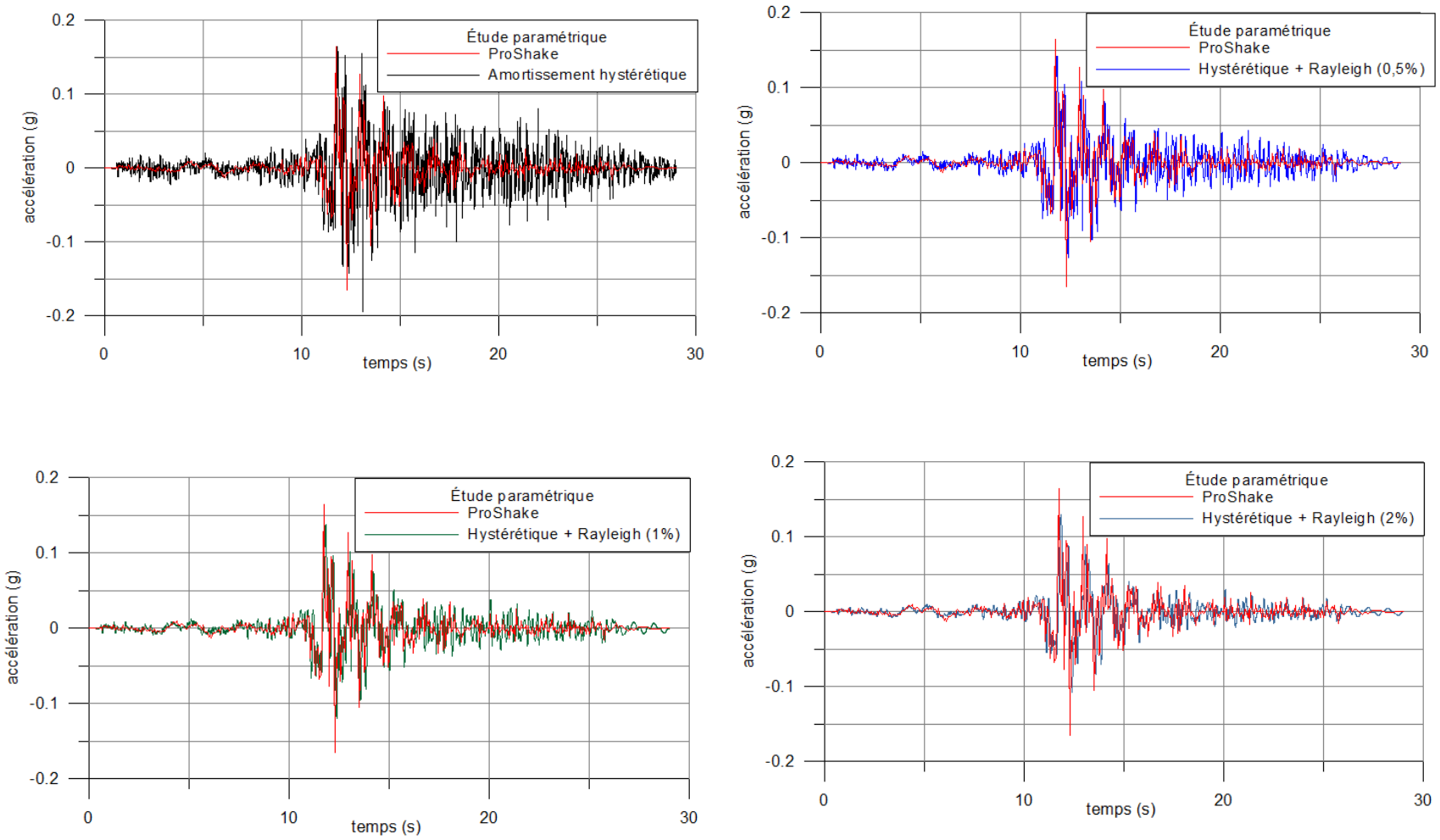


Figure A.6 : Comparaison des accélérogrammes en surface – Influence de l'amortissement

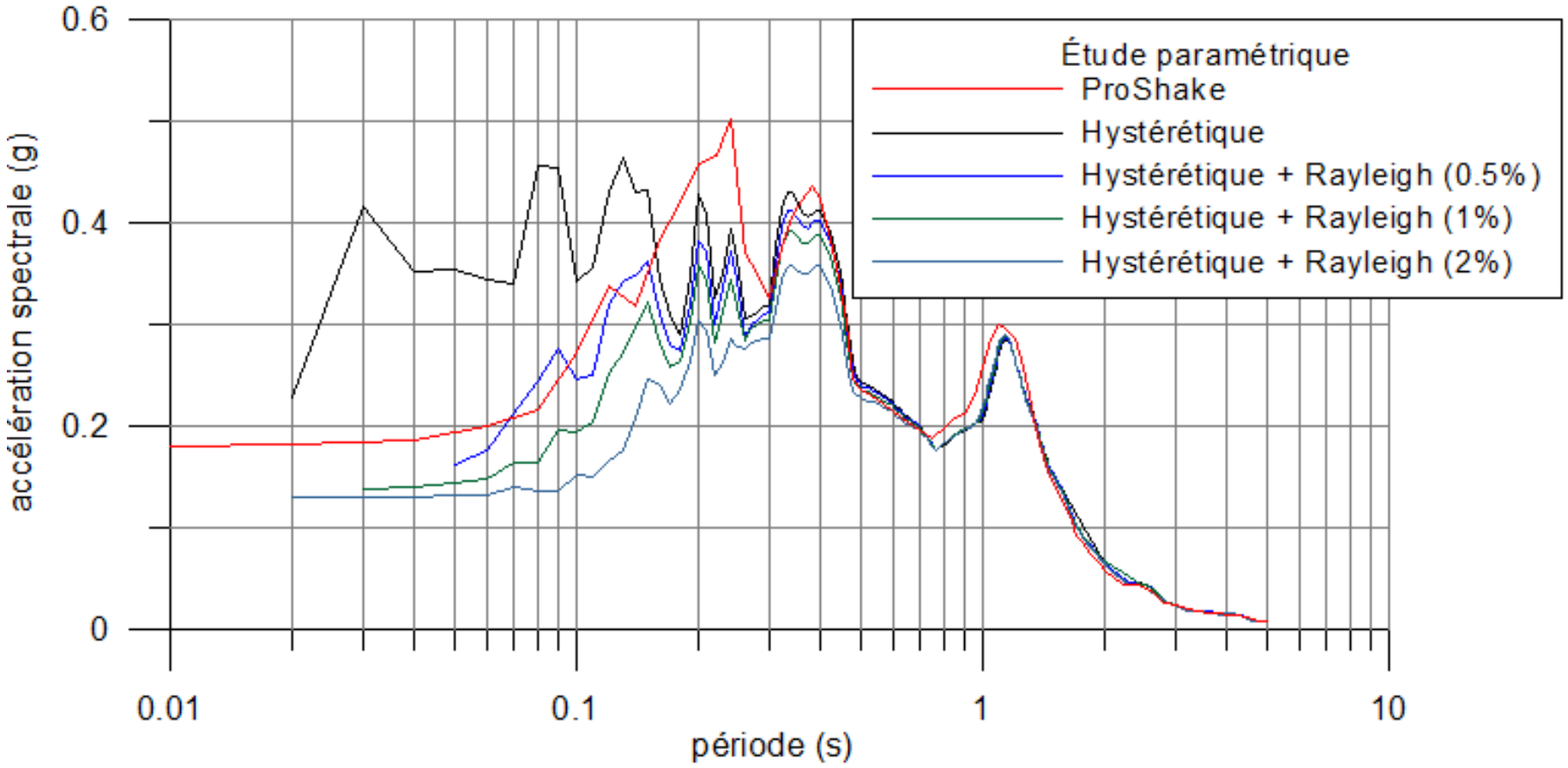


Figure A.7 : Spectres de réponse en surface – Influence de l'amortissement

TAILLE DU MAILLAGE

Afin d'assurer une bonne transmission des ondes à travers le modèle, FLAC (2008), suggère d'utiliser une taille de maillage respectant :

$$\Delta l \leq \frac{\lambda}{10} \tag{A.7}$$

Où λ=la longueur d'onde la plus courte. Ainsi, il est possible de dériver la fréquence maximale admissible dans le modèle à partir de l'équation précédente :

$$f_{\max} \leq \frac{Vs}{10\Delta l} \tag{A.8}$$

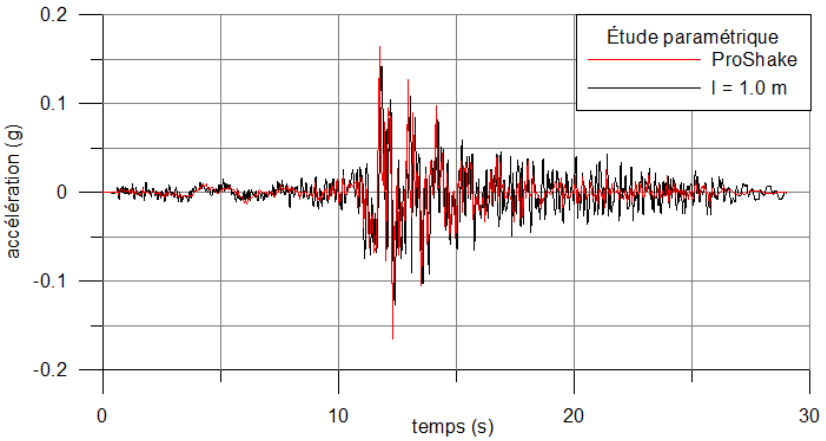
La vitesse des ondes de cisaillements dans le dépôt uniforme modélisé est de 121 m/s. Le tableau A-8 présente les fréquences maximales admissibles dans les modèles testés. Le signal sismique a été filtré à la fréquence maximale prescrite lors de chacun des essais.

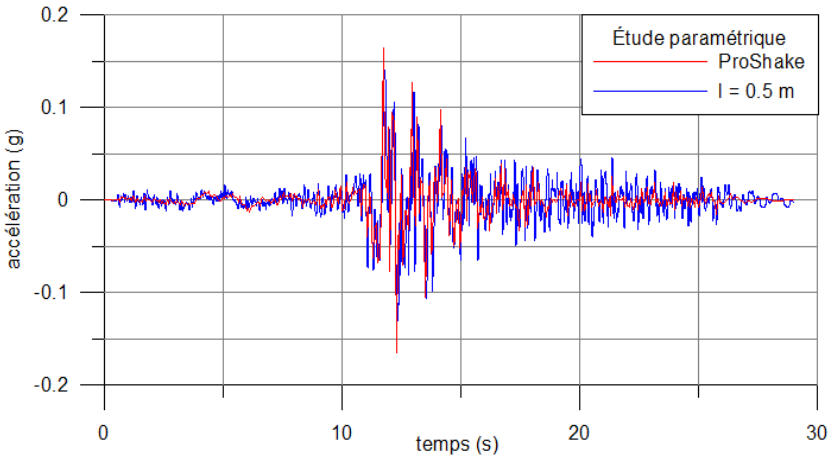
Tableau A-7 : Fréquence maximale admissible selon la taille des éléments

Taille des éléments (m)	Fréquence maximale (Hz)
1 x 1	12
0.5 x 0.5	24
0.25 x 0.25	48

Les figures suivantes illustrent les spectres et les accélérations en surface calculées par FLAC et comparés au aux résultats de ProShake.

La taille du maillage, pour les dimensions analysées, n'influence pas beaucoup la réponse sismique pour des périodes supérieure à 0,06 s. De plus, le temps de calcul augmente considérablement si l'on choisit de très petits éléments. Afin de rendre les analyses subséquentes efficaces, des éléments d'au maximum 1 mètre de hauteur seront choisis. En effet, les résultats sont satisfaisants en comparaison à ProShake pour des éléments inférieurs ou égaux à cette dimension. La taille des éléments dépend de la fréquence maximale voulant être observée par l'utilisateur du logiciel.





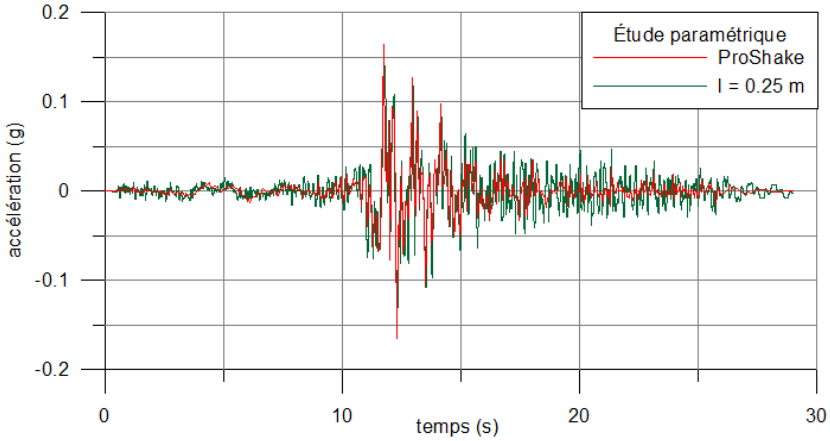


Figure A.8 : Comparaison des accélérogrammes en surface – Influence de la taille du maillage

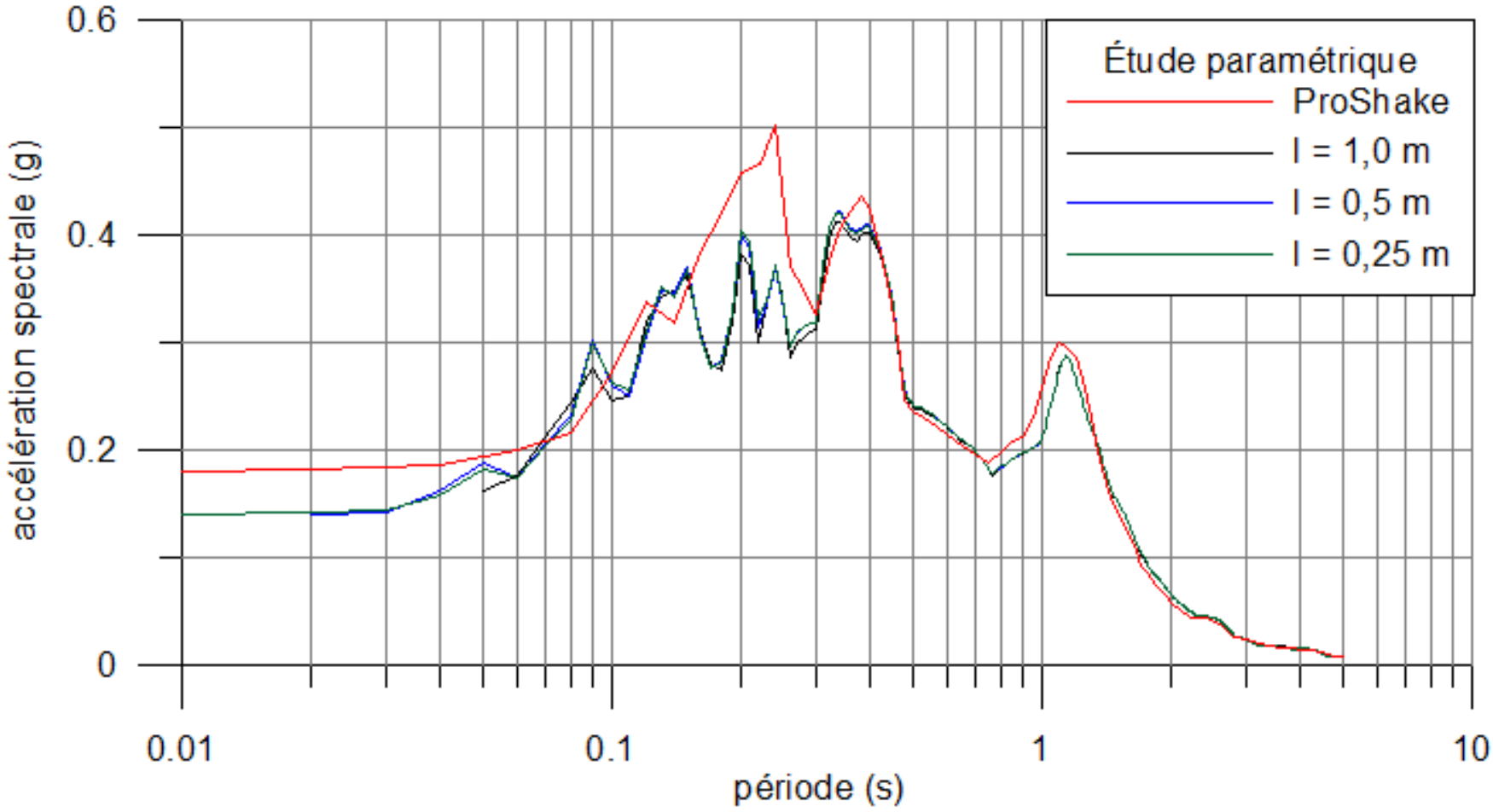


Figure A.9 : Spectres de réponse en surface – Influence de la taille du maillage

A.4 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE D'UN PIEU ISOLÉ SOUS CHARGEMENT DYNAMIQUE

Cette section présente la modélisation d'un pieu isolé soumis à une sollicitation sismique. Elle a pour but de vérifier la validité des paramètres définis précédemment pour le pieu, le sol et les éléments d'interface, lors d'études dynamiques. Un essai à la centrifugeuse (30 g), réalisé par Boulanger et coll. (1999), a été utilisé comme modèle afin de valider les résultats. Cet essai a été effectué sur un pieu ayant une masse concentrée à sa tête (c.-à-d. la superstructure), enfoncé dans un dépôt d'argile molle et soutenu par un sable dense, uniformément étalé. La figure A.11 illustre la géométrie du problème analysé, après la mise à l'échelle à l'aide des facteurs permettant de relier les dimensions du modèle aux dimensions réelles ($l_{réel}=g(l_{modèle})$).

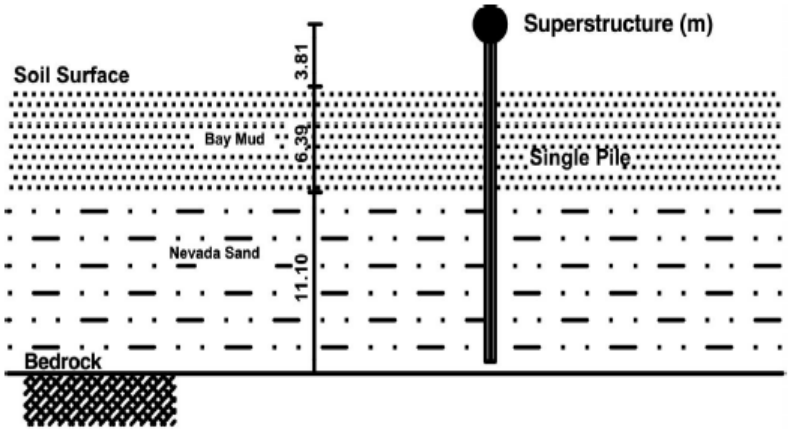


Figure A.10 : Essai à la centrifugeuse réalisé sur un pieu isolé (tiré de El Naggar et coll. (2005))

PARAMÈTRES DU SOL

Le sol a été modélisé comme un massif de 50 m par 17,5 m dans le logiciel FLAC. Un total de 1950 éléments a été utilisé afin de représenter correctement les propriétés de chaque couche. La figure A.12 présente les propriétés utilisées lors de la modélisation. Le modèle de Mohr-Coulomb a été choisi. L'argile est modélisée en conditions non drainées, alors que le sable est en condition drainé, comme le suggèrent les paramètres utilisés par El Naggar et coll. (2005).

Basé sur les travaux de Boulanger et coll. (1999), la formule suivante a été utilisée pour calculé G_{max} dans le sable :

$$G_{\max} = 21.8 P_{\text{atm}} K_{2,\max} \sqrt{\frac{\sigma'_{\text{m}}}{P_{\text{atm}}}} \qquad \text{(A.9)}$$

où $K_{2,max}$=65, P_{atm}=pression atmosphérique et σ'_m=contrainte effective moyenne. Pour la couche argileuse, la relation G_{max}/S_u=380 a été utilisée (Boulanger et coll., 1999). Les modules de Bulk ont été calculés par les lois de l'élasticité, en considérant un coefficient de Poisson non-drainé (0,49) pour l'argile, et drainé (0,3) pour le sable. Des masses volumiques saturées de 1680 kg/m^3 pour l'argile, et de 1946 kg/m^3 pour le sable sont considérées. La nappe phréatique est modélisée en surface.

Layer No.	Soil type	Layer depth (m)		Undrained shear strength (kN/m^2)		Internal friction angle (°)	Submerged unit weight (kN/m^3)
		Top	Bottom	Top	Bottom		
1	Clay (soft)	0.00	0.10	2.00	2.00	—	6.68
2	Clay (soft)	0.10	1.65	2.00	5.25	—	6.68
3	Clay (soft)	1.65	3.00	5.25	7.00	—	6.68
4	Clay (soft)	3.00	4.65	7.00	9.80	—	6.68
5	Clay (soft)	4.65	6.39	9.80	9.00	—	6.68
6	Sand	6.39	6.49	—	—	39	9.28
7	Sand	6.49	8.28	—	—	39	9.28
8	Sand	8.28	8.88	—	—	39	9.28
9	Sand	8.88	11.34	—	—	39	9.28
10	Sand	11.34	14.61	—	—	39	9.28
11	Sand	14.61	17.50	—	—	39	9.28

Figure A.11 : Paramètres du sol lors de l'analyse dynamique d'un pieu isolé (tiré de El. Naggar et coll. (2005))

Un amortissement hystérétique, basé sur les courbes de réduction du module de cisaillement a été ajouté au modèle. La courbe de Vucetic et Dobry (1989) à un I_P de 50 est considérée pour l'argile, alors que la courbe de Seed et Idriss lower bound (1970) est utilisée pour le sable. Un amortissement de Rayleigh proportionnel à la rigidité du système de 0,5 % est ajouté.

PARAMÈTRES DU PIEU ET DE LA SUPERSTRUCTURE

Des éléments pieu ont été utilisés pour la modélisation du pieu isolé. Tel que spécifié par Boulanger et coll. (1999), le pieu a un diamètre de 670 mm, une largeur de paroi de 19 mm et une rigidité flexionnelle de 417 MN · m^2. Le pieu est enfoncé de 16,76 m dans le sol, et la tête est rattachée à une superstructure à 3,81 m de la surface du massif.

La superstructure a été représentée par un élément poutre de 0,2 m de long ayant une section de 1 m^2. Cette poutre a été placée perpendiculairement au pieu. La masse de la superstructure est de

49 100 kg. La masse volumique de l'élément poutre a été ajustée afin d'obtenir un effort axial en tête du pieu égal au poids de la superstructure.

PARAMÈTRES D'INTERFACE

Lors de l'analyse dynamique d'un pieu isolé, les paramètres d'interface ont été calculés de la même manière que dans l'analyse d'un pieu sous chargement statique. Puisqu'il y a inversion de chargement lors d'un séisme, la formation d'un espacement entre le pieu et le sol à l'interface a été considérée dans le sol argileux, mais pas dans le sable. En effet, la cohésion étant très faible dans les sols pulvérulents, ce dernier remplit au fur et à mesure les diverses séparations qui peuvent survenir entre le sol et le pieu durant le séisme.

FRONTIÈRES

Des frontières absorbantes sont utilisées dans le modèle afin d'empêcher la réflexion d'onde dans le modèle. Ces frontières simulent l'absorption des ondes dans un médium de sol infini. La base du pieu est libre de se déplacer avec le mouvement du sol causé par le séisme.

PRÉSENTATIONS DES RÉSULTATS

Les figures A.13 et A.14 illustrent les résultats obtenus par Boulanger et coll. (1999) et ceux produits par FLAC pour diverses profondeurs. La correspondance entre les résultats est adéquate pour la présente étude.

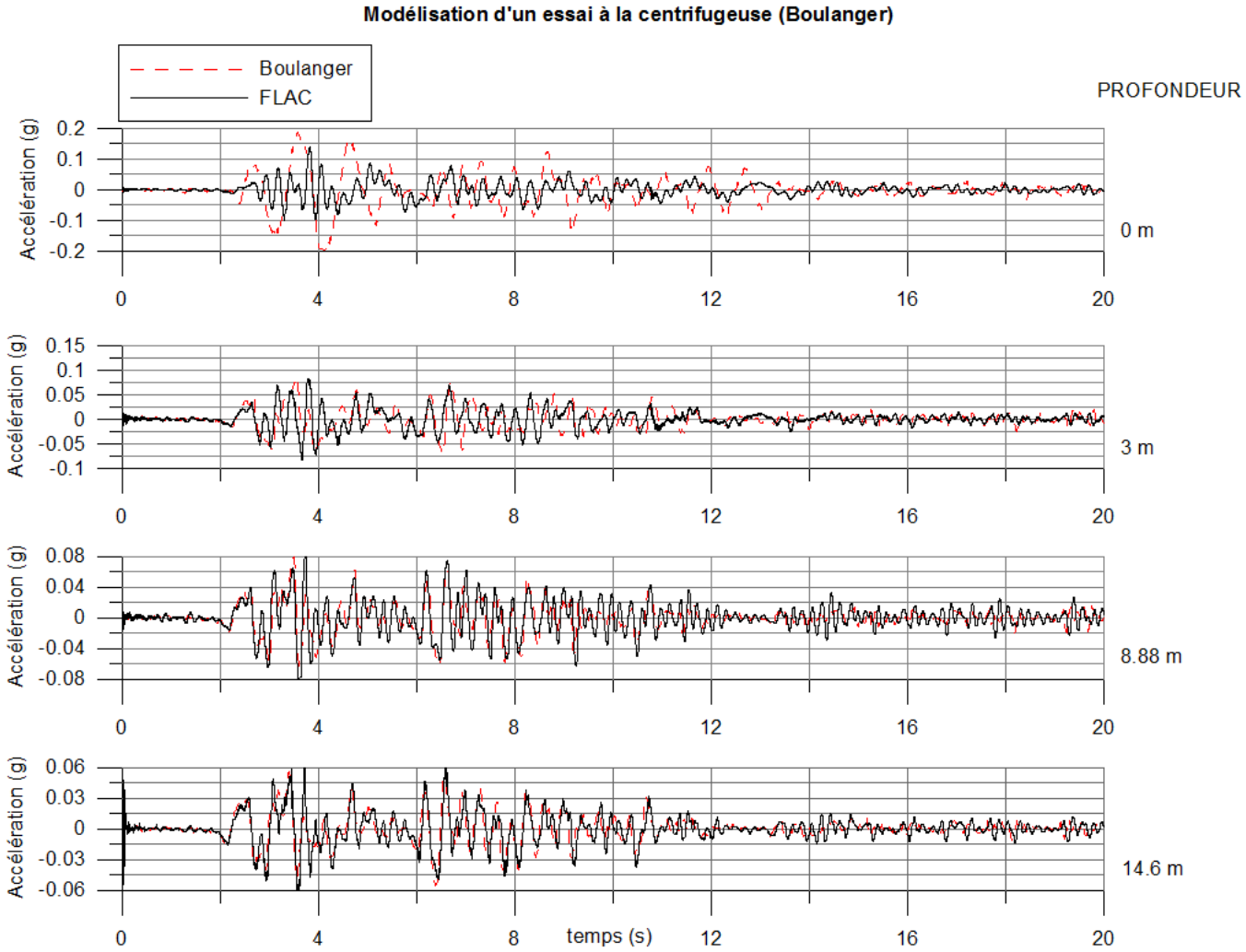


Figure A.12 : Comparaison des accélérations en fonction du temps entre FLAC et Boulanger et coll. (1999)

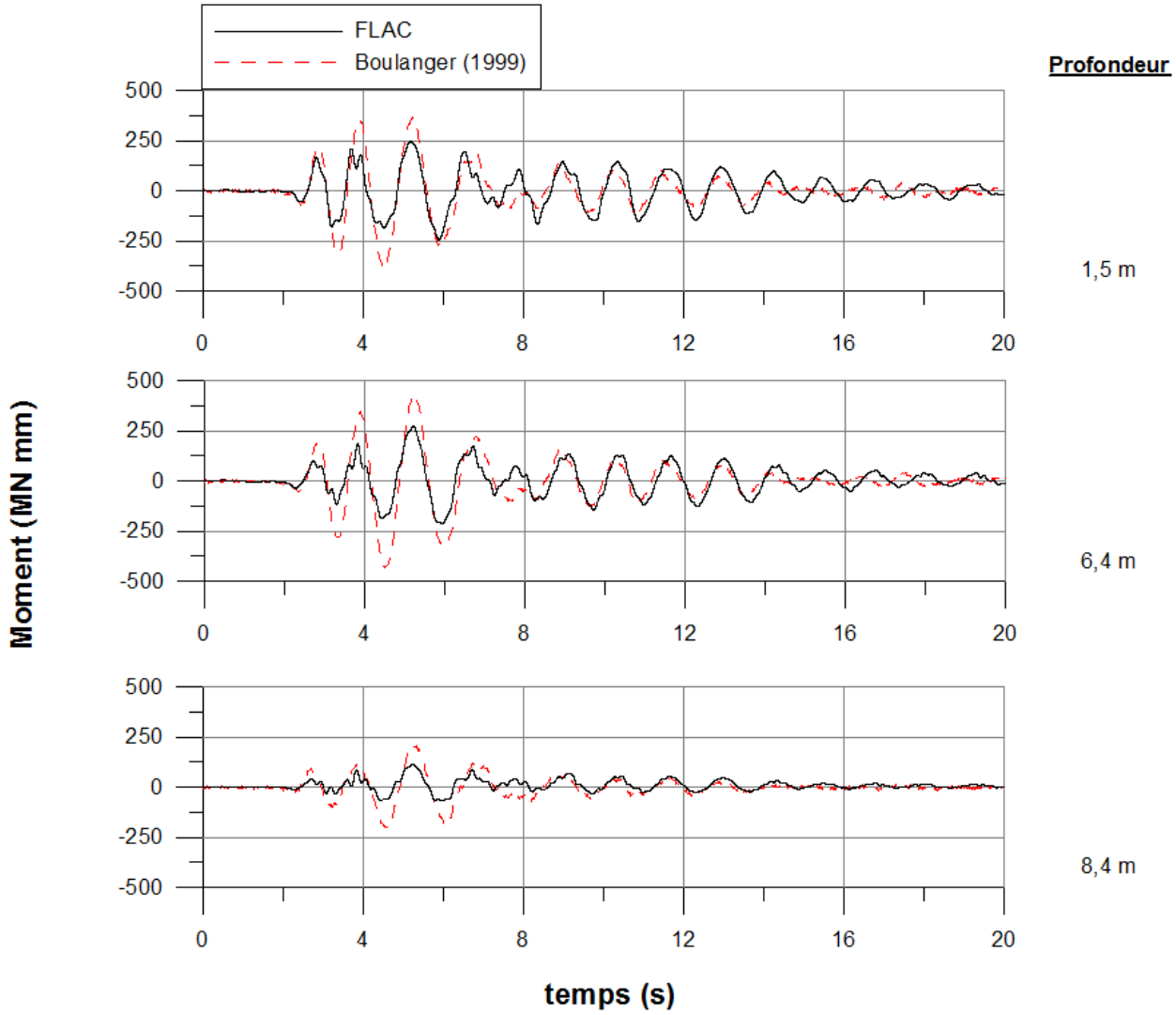


Figure A.13 Comparaison des moments en fonction du temps entre FLAC et Boulanger et coll. (1999)

A.5 CONCLUSION

Les études réalisées dans le présent chapitre ont démontré qu'il était possible de reproduire le comportement d'un système sol-pieu en chargement sismique à l'aide d'une analyse couplée en 2D dans le logiciel FLAC. Le champ lointain et le champ proche modélisé de façon simultanée sont une particularité au modèle qui le différencie d'une analyse découplée telle que présentée par Boulanger et coll. (1999). Une attention particulière doit cependant être prise en compte dans le choix des paramètres définissant le sol, le pieu, et l'interface entre ces derniers. Ainsi, les conclusions suivantes ont été tirées de l'analyse paramétrique réalisée :

1) Le modèle de Mohr-Coulomb représente bien le comportement du sol.
2) Le critère de rupture dans les sols cohérents est S_u et dans les sols pulvérulents, ϕ'.
3) Des éléments d'au maximum 1 m de dimension perpendiculaire à la propagation de l'onde sismique et de hauteur donnent de bons résultats.
4) La taille des éléments est dictée par la fréquence maximale de réponse désirée par l'usager de FLAC.
5) Un amortissement hystérétique est utilisé pour modélisé le massif de sol. Le modèle de Vucetic et Dobry (1991) représente bien le comportement des argiles. Le modèle de Seed et Idriss (1970) est utilisé pour le sol pulvérulent.
6) Un amortissement de Rayleigh de 0,5 %, proportionnel à la matrice de rigidité du système, est utilisé afin de contrôler la réponse dans les hautes fréquences. Cette technique est suggérée par le manuel technique de FLAC.
7) Des éléments pieux sont utilisés pour représenter la structure dans FLAC.
8) Les paramètres d'interface k_s, k_n, sont calculés pour chaque couche de sol à l'aide de l'équation A.1.
9) Les résistances maximales des ressorts d'interface (S_s et S_n) sont calculées comme suit dans les différents types de sols :
    a. S_s dans l'argile est égale à S_u du sol multiplié par le périmètre du pieu (Haldar et Babu, 2008)
    b. S_n dans l'argile est calculé à partir de la résistance latérale maximale admissible, tel que proposé par Broms (1964 b)
    c. S_s dans le sable est limité par ϕ'_{sable}

d. S_n dans le sable est calculé à partir de la résistance latérale maximale admissible, tel que proposé par Barton (1982).

10) La base du pieu doit être libre de ce déplacé lors d'analyse sismique.
11) Des frontières absorbantes sont utilisées pour simuler l'absorption des ondes dans un médium de sol infini.
12) Un espacement permanent à l'interface sol-pieu est permis dans les sols cohérents lors des analyses sismiques (Gap =1 dans l'argile, Gap=0 dans le sable).
13) Le signal sismique est implanté à la base du modèle FLAC. Le socle rocheux n'est donc pas physiquement modélisé.

La procédure de modélisation résumée ci-haut a été suivie lors de l'analyse sismique aux deux sites québécois présentée au chapitre 5.

Les résultats obtenus dans cette annexe, bien que d'envergure limitée, ont montré qu'une analyse couplée d'ISS en 2D à l'aide du logiciel FLAC peut être utilisée afin de prédire le comportement d'une fondation profonde soumise à un chargement sismique