ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

COMME EXIGENCE PARTIELLE
À L'OBTENTION DE LA
MAÎTRISE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Ing.

PAR
Mabrouk DJERDANE

EFFET DES SEISMES BIDIRECTIONNELS SUR LA LONGUEUR D'APPUI DES TABLIERS DE PONTS

MONTRÉAL, LE 26 FÉVRIER 2014

©Tous droits réservés, Mabrouk Djerdane, 2014

©Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre media une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Amar Khaled, ing., Ph. D., directeur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Marie-José Nollet, ing., Ph. D., codirectrice de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Annie Poulin, ing., Ph. D., présidente du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

Mme Rola Assi, ing., Ph. D., membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 29 JANVIER 2013

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier le professeur Amar Khaled, directeur de ce mémoire, pour sa disponibilité, son support technique et financier et son esprit critique tout au long de ce projet. L'aboutissement de ce travail doit beaucoup à la confiance qu'il m'a accordée.

Des remerciements sont également exprimés à Marie-José Nollet, codirectrice de ce mémoire, pour son implication à la concrétisation de ce projet.

Je tiens à remercier ma femme pour son appui indéfectible, son soutien incessant et pour ses encouragements permanents.

Ma reconnaissance va aussi à mes collègues que j'ai côtoyés durant mes études pour leur support et soutien, en particulier, Suze Youance et Bertrand Galy.

Je souhaite remercier profondément mes parents, sans leurs sacrifices, j'aurais probablement arrêté mes études prématurément.

L'EFFET BIDIRECTIONNEL DES MOUVEMENTS SISMIQUES SUR LA LONGUEUR D'APPUI DES TABLIERS DE PONTS

Mabrouk DJERDANE

RÉSUMÉ

La perte d'appui des tabliers a été identifiée comme étant une des causes principales de l'effondrement de plusieurs ponts lors des séismes passés. Pour éviter la perte d'appui, les codes parasismiques modernes prescrivent une longueur d'assise minimale empirique à l'endroit des appuis mobiles. La longueur d'assise minimale prescrite par la norme canadienne des ponts (CSA-S6-06) a été développée par la norme américaine AASHTO sur la base des séismes anticipés dans les régions de la côte ouest des États-Unis, considérées comme des zones à forte sismicité. Ce mémoire présente les résultats d'une étude analytique visant à vérifier la validité et la fiabilité de la longueur d'assise minimale prescrite par la norme canadienne CSA-S6 en tenant compte des caractéristiques des séismes anticipés dans les régions de moyenne sismicité de l'Est du Canada et de la multiplicité des directions des mouvements sismiques.

L'étude comprend une série d'analyses dynamiques transitoires multiples réalisée sur 15 modèles de ponts réguliers et irréguliers. Les modèles de ponts sont représentatifs des ponts routiers qu'on retrouve sur le réseau routier québécois. Un ensemble de mouvements sismiques, composés de cinq paires d'accélérogrammes historiques, caractérisant les mouvements sismiques anticipés dans les régions de moyenne sismicité de l'Est du Canada, ont été utilisés dans le cadre de cette étude. La demande sismique, en termes de déplacement longitudinal du tablier du pont, a été déterminée pour chaque modèle de pont à l'aide d'une série d'analyses dynamiques transitoires : (a) en considérant les composantes horizontales séparément selon chaque direction principale du pont, et (b) en considérant l'action simultanée des composantes horizontales du mouvement sismique.

Les valeurs des déplacements sismiques maximums du tablier, calculés aux appuis mobiles, montrent que la longueur d'assise minimale *N* prescrite par la norme CSA-S6 est très conservatrice pour les ponts situés dans les zones de moyenne sismicité de l'Est du Canada. Les résultats de l'étude montrent aussi que pour les ponts dont le biais est inférieur ou égal à 30°, le calcul du déplacement longitudinal du tablier dû aux mouvements sismiques bidirectionnels peut être fait en appliquant uniquement la composante la plus énergétique dans la direction longitudinale du pont. Par contre, pour les ponts dont le biais est supérieur à 30°, l'estimation adéquate du déplacement longitudinal nécessite une analyse bidirectionnelle en considérant simultanément les deux composantes horizontales du mouvement sismique.

Mots-clés : Ponts, séisme multidirectionnel, longueur d'assisse, déplacement longitudinal.

EFFECT OF BIDIRECTIONEL GROUND MOTION EARTHQUAKES ON THE SUPPORT LENGTH OF BRIDGE DECKS

Mabrouk DJERDANE

ABSTRACT

The loss of support has been identified as one of the main causes of bridge collapse during past earthquakes. To avoid this problem during future major seismic events, modern North American bridge design codes and regulations require providing a minimum support length at expansion bearings to accommodate bridge deck displacements. The empirical support length, *N*, required by the CSA-S6 Canadian highway bridge design code has been developed by the AASHTO based on ground motion earthquakes anticipated in Western American coast regions of high seismic hazard. A study has been conducted to examine the effect of bidirectional ground motion earthquakes on the longitudinal bridge deck displacement and the effectiveness of the empirical support length, *N*, for bridge structures located in eastern Canadian regions of moderate seismic hazard.

The study consists in a series of time-history analyses performed on 15 regular and irregular bridge models, typical of those encountered in the eastern Canadian highways. A set of five pairs of recorded historical ground motion earthquakes were used in this study. The maximum seismic longitudinal bridge deck displacement, for each model was computed: (a) using the ground motion earthquake component separately in each principal direction of the bridge models, and (b) using simultaneously the pairs of orthogonal seismic ground motions.

The values of the bridge deck maximum seismic displacements computed using time-history analysis show that the minimum support length, *N*, required at expansion bearings by the CSA-S6 code is too conservative for Eastern Canadian regions of moderate seismic hazard. The results also show that bridges with skew angle not more than 30° need not be analyzed for bidirectional ground motion earthquakes. However, the effect of bidirectional ground motion earthquake should be taken into account in the case of bridges with a skew angle greater than 30°.

Keywords: Bridges, bidirectional ground motion earthquake, support length, longitudinal displacement.

TABLE DES MATIÈRES

Page

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE 7
1.1 Introduction.....7
1.2 Généralités sur les phénomènes sismiques 7
1.2.1 Origine des tremblements de terre..... 7
1.2.2 Les ondes sismiques 10
1.2.3 Caractérisation des tremblements de terre..... 12
1.3 Aléa sismique.....13
1.4 Activité sismique au Canada.....14
1.5 Comportement sismique des ponts 16
1.5.1 Tablier 17
1.5.2 Appareil d'appuis 18
1.5.3 Piles 18
1.5.4 Culées 19
1.6 Principales déficiences observées sur les ponts 19
1.6.1 Problèmes reliés à la superstructure 21
1.6.2 Facteurs amplifiant l'effondrement du tablier par perte d'assise 23
1.7 Prévention de la chute du tablier.....27
1.8 Définition de la longueur d'appui minimale (N) selon CAN/CSA-S6 29
1.8.1 Historique et évolution de la formule..... 33
1.8.1.1 Longueur d'appui minimale (N) nécessaire au déplacement selon la norme AASHTO33
1.8.1.2 Longueur d'appui minimale (N) nécessaire au déplacement selon la norme CSA-S6 37
1.9 Analyse dynamique selon CAN/CSA-S6-06 37
1.10 Types d'analyses.....42
1.10.1 Analyse dynamique spectrale..... 42
1.10.2 Analyse transitoire..... 43
1.11 Mouvements sismiques multidirectionnels.....43
1.12 Synthèse et conclusions 44

CHAPITRE 2 PLAN D'ANALYSE 47
2.1 Modèles de ponts 47
2.2 Modélisation de la structure.....50
2.2.1 Superstructure..... 52
2.2.2 Piles 53
2.2.3 Catégorie d'emplacement..... 54
2.3 Choix des paramètres.....56
2.4 Type d'analyse retenue 58
2.5 Synthèse et conclusion.....58

CHAPITRE 3 SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES 61
3.1 Représentation temporelle du mouvement sismique 61
3.1.1 Accélérogrammes naturels ou historiques..... 62
3.1.2 Accélérogrammes artificiels..... 63
3.2 Choix des accélérogrammes 64
3.2.1 Spécificités de la région de Québec 65
3.2.2 Recommandations 66
3.2.3 Séisme de Saguenay 1988 67
3.2.4 Séisme de Nahanni 1985 70
3.2.5 Séisme de Val des Bois 2010 72

CHAPITRE 4 TRANSFORMATION ET CALIBRATION DES SIGNAUX SISMIQUES 73
4.1 Catégorisation sismique des sites.....73
4.2 Analyse de la réponse du sol soumis à des mouvements sismiques 73
4.3 Modélisation du profil de sol 75
4.4 Calibration des accélérogrammes 76

CHAPITRE 5 RÉSULTATS DES ANALYSES ET DISCUSSION 85
5.1 Méthodologie 85
5.2 Présentation et analyse des résultats 86
5.2.1 Catégorie de ponts 1 88
5.2.2 Catégorie de ponts 2 98
5.2.3 Catégorie de ponts 3 107

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....117

ANNEXE I DIMENSIONNEMENT 121

ANNEXE II VALEURS DE CALCUL DES MOUVEMENTS DU SOL DU CNBC 2010 (valeurs médianes pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans) 125

ANNEXE III ACCÉLÉROGRAMMES ET LEUR SPECTRE DE RÉPONSE APRÈS TRANSFORMATION 127

ANNEXE IV ACCÉLÉROGRAMMES ET LEUR SPECTRE DE RÉPONSE AVANT ET APRÈS CALIBRATION 131

ANNEXE V ACCÉLÉROGRAMMES FINAUX ET LEUR SPECTRE DE RÉPONSE.....135

ANNEXE VI DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX (modèles 1.1 à 1.5).....139

ANNEXE VII DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX MAXIMAUX DES DIFFÉRENTS CAS DE CHARGEMENT DU MODÈLE 1.6 145

ANNEXE VIII DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX MODÈLE 2 (modèles 2.1 et 2.2) 149

ANNEXE IX DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX MAXIMAUX DES DIFFÉRENTS CAS DE CHARGEMENT DU MODÈLE 2.3 151

ANNEXE X DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX MODÈLE 3 (modèles 3.1 à 3.5) 155

BIBLIOGRAPHIE 161

LISTE DES TABLEAUX

Page

Tableau 1.1 Coefficient de modification *K* 31

Tableau 1.2 Zones de rendement sismique 31

Tableau 1.3 Longueur minimale de l'appui 34

Tableau 1.4 Catégorie de performance sismique (SPC) 34

Tableau 1.5 Longueur minimale de l'appui 35

Tableau 1.6 Pourcentage de N en fonction de la zone sismique 36

Tableau 1.7 Zones sismiques 36

Tableau 1.8 Classification des sols selon la norme AASHTO 37

Tableau 1.9 Objectifs et critères de performance du CAN/CSA-S6-06. 39

Tableau 1.10 Exigences relatives aux ponts réguliers 40

Tableau 1.11 Critères d'analyse minimaux des ponts à travées multiples 40

Tableau 1.12 Classification des sols selon le CSA-S6-06 41

Tableau 1.13 Classification des sols selon le CNBC 2010 42

Tableau 2.1 Configuration des modèles de ponts 55

Tableau 2.2 Variation du diamètre en fonction de la hauteur de la colonne 56

Tableau 3.1 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés 67

Tableau 4.1 Caractéristiques du profil du sol choisi 74

Tableau 4.2 Données sismiques spectrales 77

Tableau 4.3 Caractéristiques des accélérogrammes calibrés 82

Tableau 5.1 Cas de chargement utilisés pour les analyses temporelles 87

Tableau 5.2 Caractéristiques des modèles de catégorie de ponts 1 88

Tableau 5.3 Résultats de l'analyse modale de la catégorie de ponts 1 89

Tableau 5.4 Déplacement moyen des modèles de catégorie de ponts 1 91

Tableau 5.5 Écart entre les déplacements des cas de chargement 1 et 3 91

Tableau 5.6 Déplacements obtenus pour le modèle 1.6 94

Tableau 5.7 Calcul de l'écart type pour le modèle 1.6 96

Tableau 5.8 Résultats finaux des modèles de la catégorie de ponts 1 97

Tableau 5.9 Caractéristiques des modèles de la catégorie de ponts 2 99

Tableau 5.10 Résultats de l'analyse modale des modèles de la catégorie de ponts 2 99

Tableau 5.11 Déplacement moyen des modèles de la catégorie de ponts 2 101

Tableau 5.12 Écart entre les déplacements des cas de chargement 1 et 3 102

Tableau 5.13 Déplacements obtenus pour le modèle 2.3 104

Tableau 5.14 Calcul de l'écart type pour le modèle 2.3 105

Tableau 5.15 Résultats finaux des modèles de catégorie de ponts 2 106

Tableau 5.16 Caractéristiques des modèles de catégorie de ponts 3 107

Tableau 5.17 Résultats de l'analyse modale des modèles de catégorie de ponts 3 108

Tableau 5.18 Déplacement moyen des modèles de la catégorie de ponts 3 110

Tableau 5.19 L'écart entre les déplacements engendrés par les cas de chargement 1 et 3 111

Tableau 5.20 Déplacements obtenus pour le modèle 3.6 113

Tableau 5.21 Calcul de l'écart type pour le modèle 3.6 114

Tableau 5.22 Résultats finaux des modèles de la catégorie de ponts 3 115

LISTE DES FIGURES

Page

Figure 1.1 Naissance du séisme et formation des ondes 8

Figure 1.2 Mécanisme de rupture des failles terrestres 9

Figure 1.3 Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques 9

Figure 1.4 Déformation causée par les ondes P 10

Figure 1.5 Déformation causée par les ondes S 11

Figure 1.6 Déformation causée par les ondes de Love (L) 11

Figure 1.7 Déformation causée par les ondes de Rayleigh 12

Figure 1.8 Accélération maximale du sol dans un terrain ferme.....14

Figure 1.9 Historique des séismes au Canada de 1627 à 2007.....15

Figure 1.10 Activité sismique à l'Ouest du Canada.....16

Figure 1.11 Composition structurale d'un pont.....17

Figure 1.12 Comportement d'une pile à une seule colonne 19

Figure 1.13 Distribution des moments 20

Figure 1.14 Scénario de l'échappement d'un tablier.....22

Figure 1.15 Effondrement par perte d'assise du pont Showa (Japon 1964).....22

Figure 1.16 Scenario d'entrechoquement de la superstructure 23

Figure 1.17 Perte d'assise causée par le biais du pont.....24

Figure 1.18 L'effondrement du pont Rio Bananito, Costa Rica 1991 24

Figure 1.19 L'effondrement du pont Gavin Canyon.....25

Figure 1.20 Influence de la structure du sol sur le comportement du séisme 26

Figure 1.21 Effondrement d'un tablier par perte d'appui (Kobe 1995) 26

Figure 1.22 Comportement d'un pont courbe lors d'un séisme 27

Figure 1.23 Élargissement de l'assise : (a) console, (b) appareil de support aux joints 28

Figure 1.24 Exemples de systèmes de retenue 28

Figure 1.25 Dimensions relatives aux longueurs d'appui minimales nécessaires 32

Figure 2.1 Répartition des ponts de la ville de Québec par type de structure 48

Figure 2.2 Répartition des ponts par type d'appuis 48

Figure 2.3 Répartition des ponts avec biais 49

Figure 2.4 Répartition des ponts selon la hauteur des piles 49

Figure 2.5 Rôle de la MEF dans le processus global 50

Figure 2.6 Catégorie de ponts 1, vue en élévation (dimensions en millimètres) 51

Figure 2.7 Catégorie de ponts 2, vue en élévation (dimensions en millimètres) 52

Figure 2.8 Catégorie de ponts 3 52

Figure 2.9 Coupe transversale du tablier (dimensions en millimètres) 53

Figure 2.10 Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile 54

Figure 2.11 Variation des paramètres des modèles de catégorie de ponts 1 57

Figure 2.12 Variation des paramètres des modèles de catégorie de ponts 2 57

Figure 2.13 Variation des paramètres des modèles de catégorie de ponts 3 58

Figure 3.1 Accélérogramme enregistré : séisme de Kobe 1995 (Japon) 62

Figure 3.2 Accélérogrammes artificiels : (a) stationnaire, (b) non stationnaire 64

Figure 3.3 Intensité du séisme du Saguenay sur l'échelle de Mercalli. 68

Figure 3.4 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay (station Chicoutimi Nord) 68

Figure 3.5 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay (station Les Éboulements) 69

Figure 3.6 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay (station Saint-André) 70

Figure 3.7 Intensité du séisme de Nahanni....71

Figure 3.8 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Nahanni 71

Figure 3.9 Accélérogrammes et spectres de réponse pour le séisme Val des bois....72

Figure 4.1 Profile d'un sol de classe C....74

Figure 4.2 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay 76

Figure 4.3 Spectre uniforme de la ville de Québec 77

Figure 4.4 Spectre de réponse pour le séisme du Saguenay avant calibration....79

Figure 4.5 Spectre du séisme de Saguenay après calibration....80

Figure 4.6 Accélérogrammes du séisme de Saguenay après calibration....81

Figure 4.7 Accélérogrammes et spectres de réponse pour le séisme de Saguenay (station Chicoutimi nord)....82

Figure 5.1 Processus présentant le cheminement pour mener l'étude 86

Figure 5.2 Variation des périodes T_1, T_2 et T_3 (catégorie de ponts 1)....89

Figure 5.3 Déplacement longitudinal maximal (catégorie de ponts 1) 90

Figure 5.4 Déplacements longitudinaux maximums, modèle 1.6 93

Figure 5.5 Écart type pour une distribution normale....95

Figure 5.6 Déplacement Δ_L max vs la longueur minimale d'assise (N)....97

Figure 5.7 La variation du déplacement en fonction de la hauteur de la pile et du biais 98

Figure 5.8 Variation des périodes T_1, T_2 et T_3 (catégorie de ponts 2)....100

Figure 5.9 Déplacement longitudinal maximal pour chaque séisme....100

Figure 5.10 Déplacements longitudinaux maximums, modèle 2.3 103

Figure 5.11 Déplacement Δ_L max vs la longueur minimale d'assise (N)....106

Figure 5.12 La variation du déplacement en fonction du biais 107

Figure 5.13 Variation des périodes T_1, T_2 et T_3 (catégorie de ponts 3)....108

Figure 5.14 Déplacement longitudinal maximal pour chaque séisme.....109

Figure 5.15 Déplacements longitudinaux maximums, modèle 3.6 112

Figure 5.16 Déplacement Δ_L max vs la longueur minimale d'assise (N).....115

Figure 5.17 La variation du déplacement longitudinal (catégorie de ponts 3).....116

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AMH	Accélération Maximale Horizontale
ATC	Applied Technology Council
CSA-S6-06	Canadian Standards Association S6-06
CNBC	Code National du Bâtiment Canadien
CQC	Complete Quadratic Combination
CU	Méthode de la Charge Uniforme
FEMA	Federal Emergency Management Agency
MD	Méthode des Diagrammes d'évolution
MM	Méthode spectrale Multimodale
MU	Méthode spectrale Unimodale
MTQ	Ministère des Transports du Québec
PGA	Accélération de pointe au sol (Peak Ground Acceleration)
RNC	Ressources Naturelles Canada
SPC	Catégorie de Performance Sismique
SRSS	Square Root of Sum of Square

Alphabet romain majuscule

A	Rapport d'accélération de la zone
A_c	Aire de la section du béton
A_s	Aire de la section d'acier
EI_g	Rigidité effective pour les déformations en flexion
EQ_x	Composante longitudinal de l'accélérogramme
EQ_y	Composante transversale de l'accélérogramme
G	Module de cisaillement du sol
GA_g	Rigidité effective pour les déformations en cisaillement
G_{max}	Module de cisaillement maximal du sol
H	Hauteur d'une pile

K	Coefficient de modification
L	Longueur du tablier du pont d'un joint d'expansion à l'autre
M_l	Magnitude locale
M_s	Magnitude de surface
M_w	Magnitude du moment sismique
N	Longueur minimale de l'appui
N_{60}	Resistance moyenne à la pénétration standard
P	Charge axiale sur la colonne
R	Réponse combinée
R_x	Réponse maximale suivant l'axe X
R_y	Réponse maximale suivant l'axe Y
Sa	Accélération spectrale
Su	Resistance du sol non drainé au cisaillement
T	Période
Vs	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement

Alphabet romain minuscule

A_g	Accélération de pointe
d_g	Déplacement maximal d'un accélérogramme
f'_c	Resistance en compression du béton à 28 jours
g	Accélération de la gravité
h	Hauteur d'une couche de sol pour le modèle de Shake 2000
m_b	Magnitude des ondes de volume
M_n	Magnitude de Nuttli

Alphabet grec majuscule

Δ_L	Déplacement longitudinal
Δ_{Lm}	Déplacement longitudinal moyen
$\Delta_{L\ max}$	Déplacement longitudinal maximal

Alphabet grec majuscule

γ	Masse volumique
ζ	Facteur d'amortissement
φ	Angle entre l'axe du tablier et l'axe normal à la surface des piles ou de la culée

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE

Aire

m^2 mètre carré

UNITÉS GÉOMÉTRIQUES

Longueur

km kilomètre

m mètre

cm centimètre

mm millimètre

UNITÉ DE MASSE

Masse

kg kilogramme

UNITÉ MÉCANIQUE

Vitesse

m/s mètre par seconde

Accélération

m/s^2 mètre par secondes au carré

g accélération moyenne de la pesanteur

Angle

º Degré

Force

N Newton

kN kilonewton

Moment d'une force

N.m Newton par mètre

kN.m kilonewton par mètre

Contrainte

Pa Pascal

MPa Mégapascal

UNITÉ DE TEMPS

s seconde

INTRODUCTION

Problématique

Les observations effectuées sur les sites après les tremblements de terre qui ont touché les États-Unis, l'Amérique du Sud (Costa Rica) ainsi que le Japon (Kobe), ont rapporté que l'effondrement des tabliers de ponts par perte d'appuis est l'une des causes de la ruine des ponts. Ces dégâts sont en partie liés aux déplacements des joints d'expansion qui étaient de beaucoup supérieurs à ce qui était prévu par les modèles dans le domaine élastique (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Par ailleurs, les dommages que les ponts ont subis sont en partie attribuables aux effets multidirectionnels des séismes (Khaled, Tremblay et Massicotte, 2007). Le déplacement important des tabliers lors d'un séisme majeur est donc un élément à prendre en compte. Ce phénomène a sensibilisé les chercheurs à prévoir, lors de la conception des ponts, une longueur d'appui suffisante pour le tablier afin d'éviter sa chute et d'accommoder les déplacements importants subis par la superstructure lors d'évènements sismiques majeurs.

Une formule empirique a alors été proposée puis adoptée par le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06) pour le dimensionnement de la longueur d'assise requise des tabliers de ponts ayant des appuis mobiles. Cette longueur doit être le maximum entre les déplacements obtenus par l'analyse sismique préconisée par la norme CSA-S6-06 et la longueur d'appuis minimale nécessaire au déplacement (N) exprimée par l'équation (1.1).

$$N = K\left[200 + \frac{L}{600} + \frac{H}{150}\right]\left[1 + \frac{\phi^2}{8000}\right] \tag{1.1}$$

La longueur d'appui minimale N est fonction de la longueur du tablier (L), la hauteur de la pile (H), du biais (ϕ) et le coefficient K. Ces paramètres sont définis plus en détail au chapitre 2.

Objectif principal

L'objectif principal de ce mémoire est d'évaluer l'effet bidirectionnel des mouvements sismiques sur la longueur d'appui des tabliers de ponts.

Objectifs spécifiques

Plus précisément, les objectifs spécifiques de ce mémoire sont :

1. Définir les critères et les hypothèses soutenant la formule empirique (N) proposée par le code canadien sur le calcul des ponts routiers;

2. Déterminer, pour les modèles de ponts génériques définis, l'effet des paramètres (L, H et ϕ) quant aux déplacements longitudinaux et transversaux aux appuis;

3. Valider la formule empirique donnée par le code canadien de calcul des ponts routiers (CNA/CSA-S6-06), en tenant compte de l'effet bidirectionnel des mouvements sismiques. Le but est de déterminer la plage d'application de cette formule.

Le tableau 0.1 résume l'objectif principal, les objectifs spécifiques aussi que la méthodologie.

Tableau 0.1 Objectifs et méthodologies

Objectif principal	Objectifs spécifiques	Méthodologie
Évaluer l'effet bidirectionnel des mouvements sismiques sur la longueur d'appui des tabliers de ponts.	Définir les critères et hypothèses soutenant la formule empirique (N).	- Faire une revue de la littérature. - Historique.
	Étudier l'influence des paramètres clés sur les déplacements longitudinaux et transversaux aux appuis.	- Faire une revue de la littérature. - Choisir deux modèles types. - Définir les paramètres variables. - Effectuer des analyses dynamiques transitoires multiples.
	Évaluer la contribution des composantes orthogonales des accélérogrammes au déplacement longitudinal.	Calcul du déplacement longitudinal du tablier pour chaque composante orthogonale de l'accélérogramme
	Valider la formule (N).	Faire la comparaison des résultats : dynamique vs formule (N)

Méthodologie

Pour atteindre les objectifs spécifiques mentionnés précédemment, la méthodologie est la suivante.

1. La première étape consiste à effectuer une revue de littérature. Le but est de définir les paramètres K, L, H et ϕ, de tracer l'historique et l'évolution de la formule empirique (N) préconisée par le code. Cette partie englobe des généralités sur les phénomènes sismiques ainsi que le comportement sismique des ponts, en se focalisant essentiellement sur

l'effondrement des tabliers par perte d'appui. Elle vise aussi à évaluer l'influence de la configuration structurale et des conditions du site.

2. Afin de valider la formule (N) proposée par le code, la deuxième étape consiste à générer deux modèles de ponts typiques du réseau routier Nord-Américain.

3. La troisième étape consiste à définir les paramètres variables pour une éventuelle analyse dynamique.

4. En dernier, dans le but de déterminer les déplacements aux appuis, une analyse dynamique transitoire linéaire sera effectuée sur les modèles choisis en prenant en compte l'effet bidirectionnel des mouvements sismiques.

5. Une comparaison entre les résultats trouvés à travers les analyses dynamiques et la longueur d'appuis minimale requise par le code (N) sera effectuée afin de valider la formule empirique de la norme CSA-S6-06.

Organisation de mémoire

Ce mémoire est divisé en cinq chapitres. Une revue de la littérature est présentée au chapitre 1 sur les aspects nécessaires à la compréhension du phénomène de l'effondrement des tabliers par perte d'assise. Ce chapitre aborde, d'un côté, un état des connaissances sur les phénomènes sismiques et aussi l'influence des effets de la configuration des ponts et les conditions du site sur le comportement sismique. Une revue concernant la longueur d'appui minimale nécessaire aux déplacements et l'évaluation parasismique selon le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CNA/CSA-S6-06) est également effectuée.

Les modèles de ponts représentatifs des ponts de la ville de Québec et leur modélisation, ainsi que les paramètres variables (L, H et ϕ) de la formule (N) seront définis dans le chapitre 2.

Au chapitre 3, les accélérogrammes historiques employés dans le cadre de cette étude seront sélectionnés. La transformation ainsi que la calibration des accélérogrammes sélectionnés sont présentés dans le chapitre 4. Le chapitre 5 présentera les résultats des analyses dynamiques linéaires des modèles de ponts en faisant ressortir les déplacements aux appuis pour les différentes valeurs des paramètres variables cités ci-dessus. Les résultats obtenus seront analysés puis comparés à la longueur d'assise minimale préconisée par le code afin de valider cette dernière.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 Introduction

Ce chapitre présente une revue de la littérature nécessaire à la compréhension et à l'avancement de la problématique, portant sur l'effet bidirectionnel des séismes sur la longueur d'assise des tabliers de ponts. Cette revue littéraire est une revue sélective qui porte sur :

- les généralités du phénomène sismique;
- le comportement sismique des ponts;
- les principales déficiences observées sur les ponts suite aux derniers séismes;
- le phénomène de l'effondrement des tabliers de ponts par perte d'appuis et la longueur nécessaire pour se prémunir de ce problème;
- une revue sur les exigences du code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06) relatives aux longueurs d'appui.

Une synthèse des points saillants de la revue de littérature sera présentée à la fin de ce chapitre.

1.2 Généralités sur les phénomènes sismiques

1.2.1 Origine des tremblements de terre

Les populations qui vivent dans les zones sismiques sont constamment menacés par ce phénomène géologique. Chaque année, 200 à 300 séismes sont enregistrés au Canada, 15% se produisent dans l'Est du pays, 25% dans l'ouest et 60 % dans le grand Nord (Filiatrault, 1996).

Les tremblements de terre sont causés par la rupture violente des roches en profondeur au niveau du foyer. Sous l'effet des contraintes causées par le mouvement des plaques tectoniques, les roches se déforment jusqu'à la rupture brutale le long d'une ou plusieurs failles, une grande énergie accumulée durant la déformation élastique est donc dégagée, (*Voir* Figure 1.1).

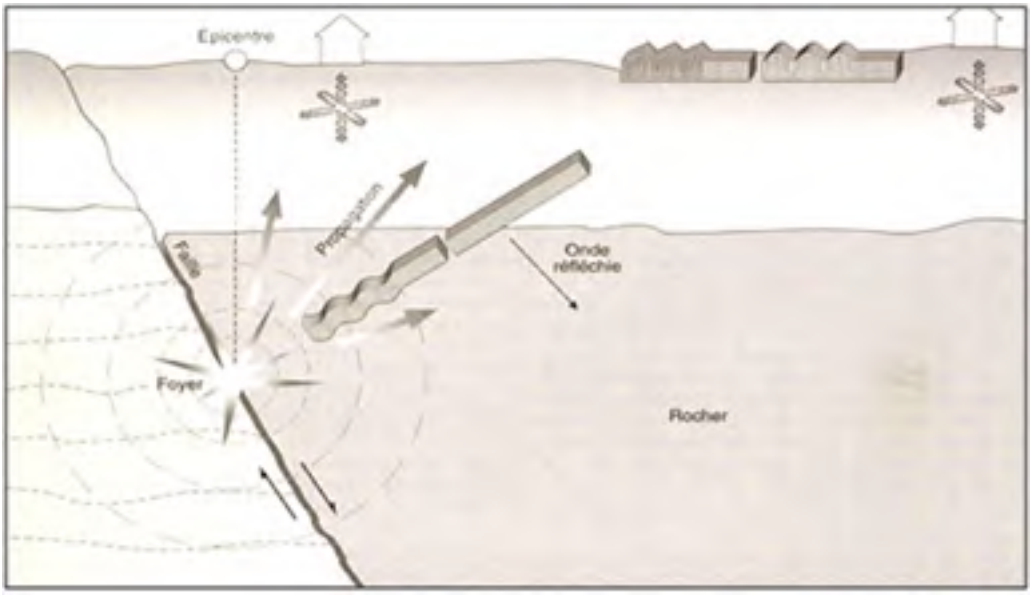


Figure 1.1 Naissance du séisme et formation des ondes
Tirée de Davidovici (1999, p. 28)

La dissipation d'énergie causée par la rupture des roches provoque une propagation de différentes ondes sismiques (section 1.2.2). À la verticale du foyer, à la surface terrestre, se trouve l'épicentre. Pour localiser se dernier, il faut au moins trois stations sismologiques (Filiatrault, 1996). Les failles ont été classées en 3 types, selon leur mouvement, (*Voir* Figure 1.2). On retrouve :

1. Les failles normales dont la déformation entraîne un étirement des roches initiales. Elles résultent de mouvements d'écartement (divergence);
2. Les failles inverses ou renversées dont la déformation entraîne un raccourcissement des terrains initiaux. Elles résultent de mouvements de rapprochement (convergence);

3. Les failles en décrochement ou glissement gauche provoquent un déplacement des blocs uniquement dans le sens horizontal.

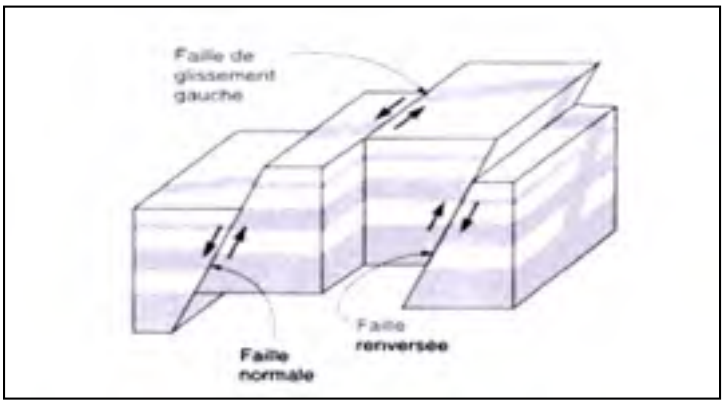


Figure 1.2 Mécanisme de rupture des failles terrestres
Tirée de Filiatrault (1996, p. 17)

Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus au moins haut risque sismique, suivant qu'elles sont plus ou moins proches des zones de jonction des plaques (*Voir* Figure 1.3).

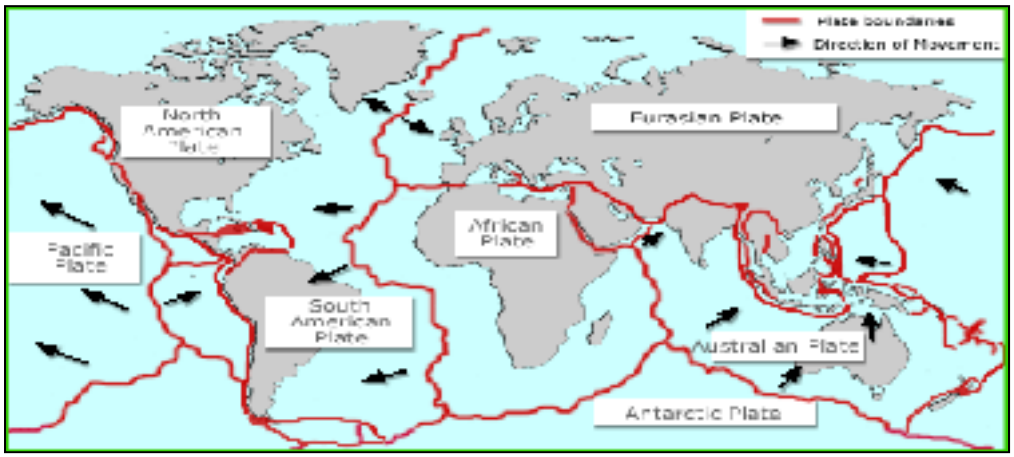


Figure 1.3 Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques
Tirée de IDEERS (2009)

1.2.2 Les ondes sismiques

Les vibrations engendrées par un séisme se propagent dans toutes les directions. On distingue les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Leur vitesse de propagation et leur amplitude sont modifiées par les structures géologiques traversées.

Les ondes de volume se propagent à l'intérieur du globe. Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé, d'une manière générale elle augmente avec la profondeur. On distingue :

1. Les ondes P ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales, sont des ondes de compression qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde (*Voir* Figure 1.4).

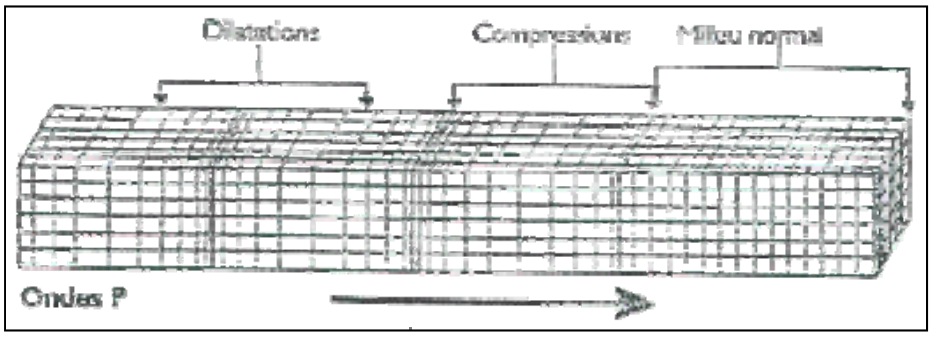


Figure 1.4 Déformation causée par les ondes P
Tirée de Filiatrault (1996, p. 17)

2. Les ondes S ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales, sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à un angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde (*Voir* Figure 1.5).

La caractérisation d'un tremblement de terre est constituée, entre autres, d'accélérogrammes enregistrés par l'accéléromètre. Ils fournissent une panoplie d'informations au sujet de la valeur de l'accélération, la durée du séisme et le contenu fréquentiel. Les dommages au niveau des structures sont causés par ces trois paramètres (Filiatrault, 1996). Une fois que l'accélération au sol, pour chacune des trois directions, est enregistrée, la vitesse et le déplacement sont déduits par intégration successive. Toutefois, la caractérisation des tremblements de terre la plus utilisée par les ingénieurs est le spectre de réponse.

1.3 Aléa sismique

Il se produit plusieurs tremblements de terre au fil du temps dans une région jugée sismique. Les scientifiques ont remarqué qu'il existe une relation entre la magnitude de ces séismes et leur fréquence d'apparition. Les séismes ayant une magnitude peu élevée sont nombreux, par contre les grands séismes se produisent rarement.

L'aléa sismique peut être défini si la possibilité d'occurrence du séisme contre lequel on veut se protéger et la loi (magnitude / fréquence d'apparition) sont définis (Filiatrault, 1996). Ce choix doit découler d'un équilibre entre sécurité et coût, plus la probabilité d'occurrence du séisme choisi est faible, plus le coût de la conception et réalisation d'une construction antisismique est élevé. On peut ainsi définir un aléa sismique régional comme le niveau d'un fort séisme qui risque de se produire dans cette région. Cet aléa est généralement caractérisé par la valeur de l'accélération de pointe PGA et reporté sur les cartes de zonage de l'aléa sismique (*Voir* Figure 1.8).

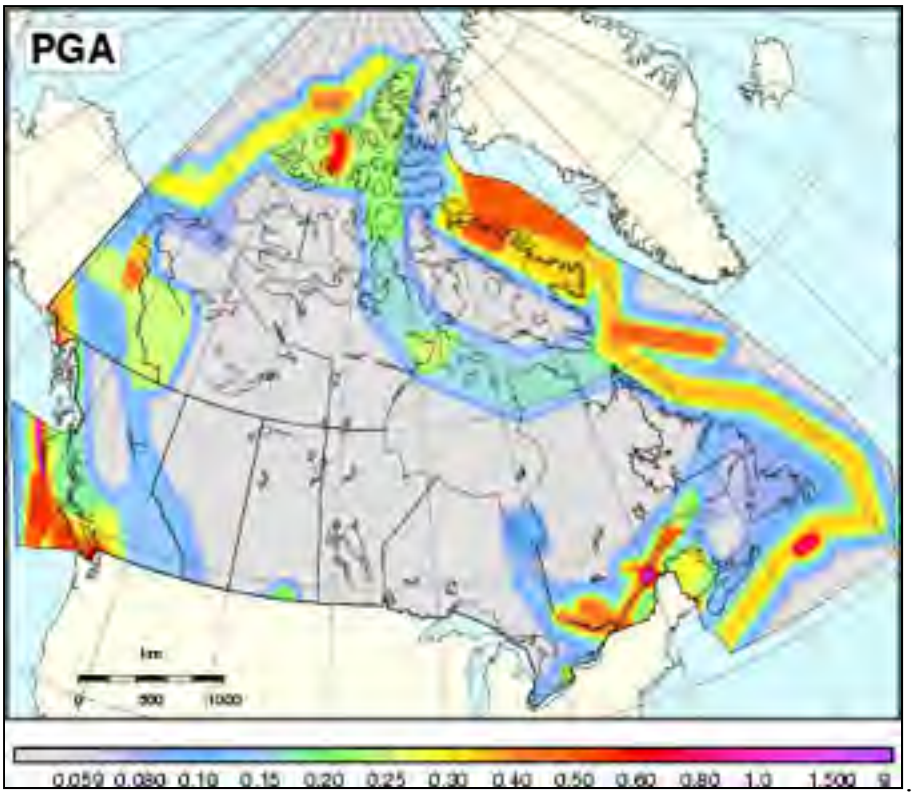


Figure 1.8 Accélération maximale du sol dans un terrain ferme
(Sol de classe C du CNBC 2010)
Tirée de RNC (2009b)

Dans le code national du bâtiment du Canada 2010 (IRC-CNRC, 2010) l'action sismique de référence à considérer pour les vérifications de non effondrement est associée à une probabilité de dépassement en 50 ans égale à 2%, ce qui correspond aussi à une période de retour de référence égale à 2475 ans.

1.4 Activité sismique au Canada

Le Canada n'est pas épargné par le phénomène des tremblements de terre et le risque est bien réel. La Figure 1.9 montre la répartition et les magnitudes des séismes qui ont été répertoriés entre 1627 et 2007.

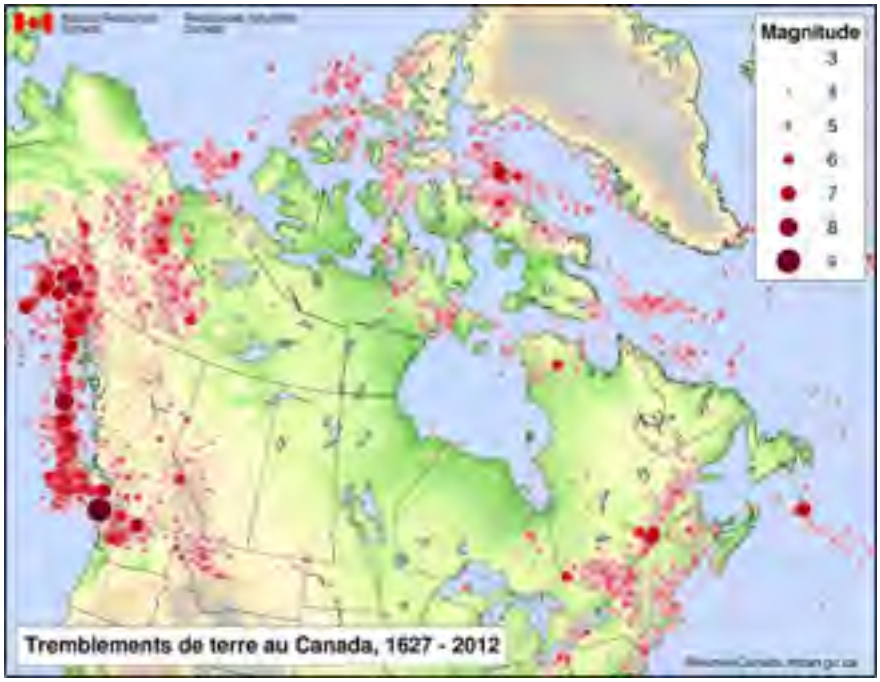


Figure 1.9 Historique des séismes au Canada de 1627 à 2007
Tirée RNC (2013)

On distingue trois régions présentant une activité sismique importante, soit :

1. La côte Ouest de la Colombie britannique;
2. La vallée du saint Laurent au Québec; et
3. La région arctique.

La plaque du pacifique, la plaque de l'Amérique du Nord ainsi que la plaque de Juan de Fuca représentent les trois plaques tectoniques qui causent les tremblements de terre à l'Ouest du Canada. Ces plaques sont localisées respectivement dans les régions tectoniques suivantes : La région de la Reine-Charlotte, la région au large de la côte du Pacifique et la région continentale (Filiatrault, 1996) (*Voir* Figure 1.10). Ces trois types de mouvement de plaques créent une activité sismique importante; les sismologues de la Commission Géologique du Canada enregistrent plus de 1000 séismes par ans dans ces régions.

Figure 1.10 Activité sismique à l'Ouest du Canada
Tirée de RNC (2009a)

L'Est du canada est situé à l'intérieur de la plaque de l'Amérique du nord. L'activité sismique dans cette région est faible par rapport à celle de la région de l'ouest se trouvant en bordure des plaques tectoniques. Il semble que la cause de près de 450 séismes enregistrés chaque année à l'Est du Canada est due à des champs de contraintes régionaux et non à l'interaction des plaques (RNCAN, 2009). Dans le passé, il y a eu plusieurs séismes de forte magnitude dans les trois zones sismiques délimitant l'Est du pays : l'ouest du Québec, la région de Charlevoix et la région du Bas Saint-Laurent.

1.5 Comportement sismique des ponts

Comme il a été mentionné, les sollicitations sismiques sont des déplacements imposés au sol qui varient en fonction du temps, causant des vibrations forcées aux structures. Le bon comportement de la structure sous séisme dépend essentiellement d'une conception saine et de bonnes dispositions constructives.

Mis à part la topographie du site, le type du sol et les matériaux utilisés qui contribuent d'une manière significative à augmenter la vulnérabilité sismique des ouvrages, il est évident que le comportement des ponts dépend du comportement de ses éléments structuraux (tablier, piles et appareils d'appuis, etc.). Ces derniers sont sujets à des déplacements lors d'un

séisme, pouvant créer des désordres au niveau des jonctions entre le tablier et les piles autant qu'au niveau des appuis (Nollet, LeBoeuf et Khaled, 2008). La Figure 1.11 présente les principales composantes d'un pont.

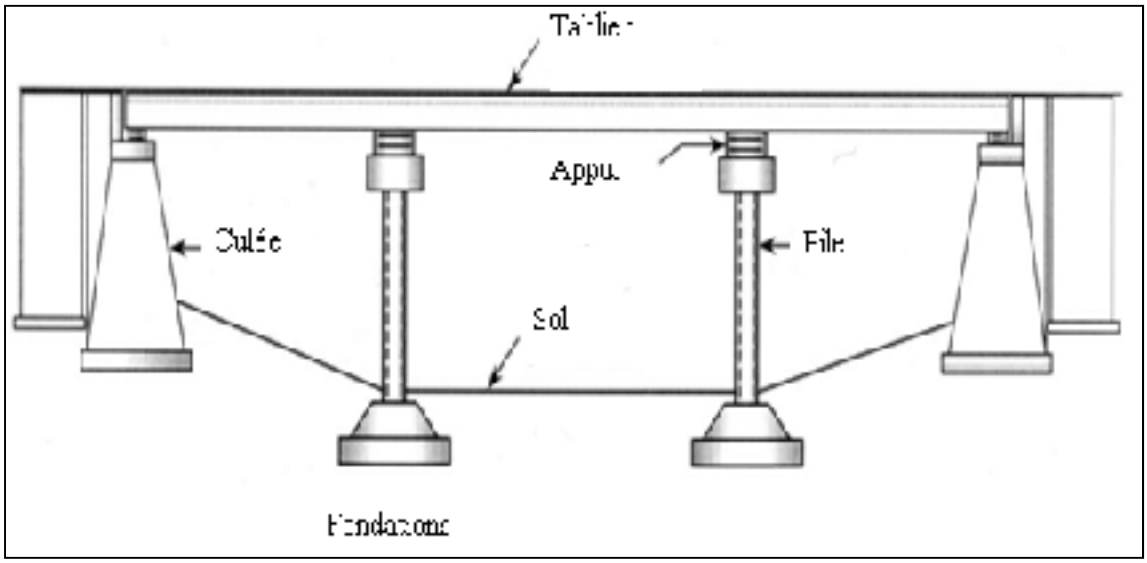


Figure 1.11 Composition structurale d'un pont
Adaptée de Jangid (2004)

L'amortissement des effets dynamiques se fait par absorption d'énergie, cela apporte une bonne tenue des ouvrages lors d'un séisme. Lors d'un séisme, une grande énergie est transmise à la structure. L'interaction sol-structure permet la transmission d'une partie de cette énergie au sol, tandis qu'une partie est dissipée par l'amortissement. L'énergie restante est conservée par la structure sous forme d'énergie cinétique et d'énergie de déformation (Davidovici, 1999). Les rôles des différents éléments structuraux d'un pont sont analysés dans les paragraphes suivants.

1.5.1 Tablier

Le tablier fait partie de la superstructure, il est composé d'une dalle et d'un système porteur. Lors d'un séisme, des forces d'inertie, causées par le mouvement du sol, sont développées par le tablier. La plupart du temps, les tabliers exhibent un comportement élastique vu qu'ils

sont conçus de manière à avoir une grande rigidité, du fait des charges qu'ils doivent supporter (Chen et Duan, 2003).

1.5.2 Appareil d'appuis

Le rôle des appareils d'appui est de transmettre les forces d'inertie du tablier aux piles et aux culées. En fait, la liaison entre le tablier et ses appuis (culées et piles) se fera par l'intermédiaire d'appareils d'appuis. Il faut mentionner que le choix du système de liaison a pour objectif de limiter les déplacements du tablier et les efforts dans les piles et culées. Le mouvement de la superstructure pendant le séisme dépend du type d'appuis sur lesquels les tabliers reposent : dans le cas d'un appui présentant une forte rigidité transversale et une faible rigidité longitudinale, le choix du type de liaison doit être guidé par la prise en compte du séisme longitudinal.

1.5.3 Piles

Les piles font partie de l'infrastructure, elles assurent la transmission des charges verticales et horizontales au sol. Mis à part le type de liaison retenue entre le tablier et les piles, les efforts horizontaux, dus aux forces d'inertie mises en jeu, dépendent de la souplesse des piles. Le fait qu'elles constituent souvent le système de contreventement pour les ponts et que l'intégrité de ces derniers repose sur leur comportement, leur conception doit faire l'objet d'une étude approfondie vis-à-vis du risque sismique. Il a été mentionné dans la littérature que la première cause d'effondrement d'un pont est la rupture des colonnes ayant une faible ductilité (Davidovici, 1999). Cette rupture se produit notamment au niveau des nœuds de la structure tels que la base des fûts de pile. La Figure 1.12 montre le scenario d'effondrement d'un pont ayant une pile à une seule colonne lors du séisme de Kobé au Japon en 1995 (Davidovici, 1999).

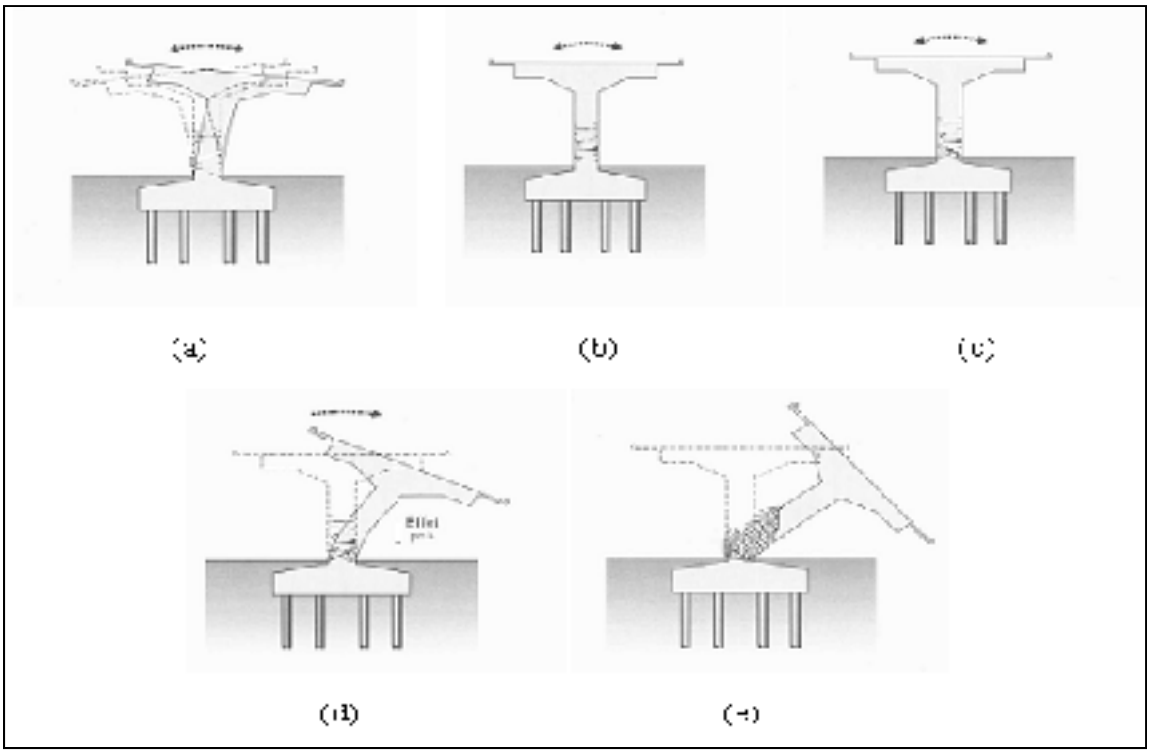


Figure 1.12 Comportement d'une pile à une seule colonne
lors d'un séisme jusqu'à l'effondrement
Tirée de Davidovici (1999 , p. 270)

1.5.4 Culées

Les culées, situées aux extrémités du pont, sont des éléments structuraux massifs qui peuvent résister à des forces d'inertie de grande amplitude. Au-delà de leur rôle comme appuis au tablier, les culées à mur de front jouent aussi le rôle de mur de soutènement pour les remblais. La rupture du sol ou des fondations entraine systématiquement des désordres pouvant provoquer la rupture des culées.

1.6 Principales déficiences observées sur les ponts

Au cours des dernières années, les connaissances en matière de comportement des ponts sous les effets sismiques ont beaucoup évolué grâce aux avancements en génie parasismique et à

l'utilisation des outils informatiques. Les études réalisées sur les performances des ponts lors des derniers tremblements de terre, ont contribué grandement à l'évolution de la conception parasismique.

Cette section traite des déficiences structurales dues à un dimensionnement sismique et un ferraillage inadéquats sur les structures conçues et construites dans les années 70. En fait, il a été mentionné qu'avant les années 70, les ponts étaient dimensionnés dans le domaine élastique (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Les conséquences de cette approche sont :

- les déplacements prédits sont sous-estimés de fait que les forces latérales sont trop faibles;
- le ratio charge permanente / forces sismiques est incorrect. De ce fait, la localisation et l'intensité des moments sont incorrectes, donnant ainsi un diagramme de moments erroné, (*Voir* Figure 1.13). En effet, les barres d'armatures sont coupées au mauvais endroit car les points d'inflexion ne sont pas bien situés;

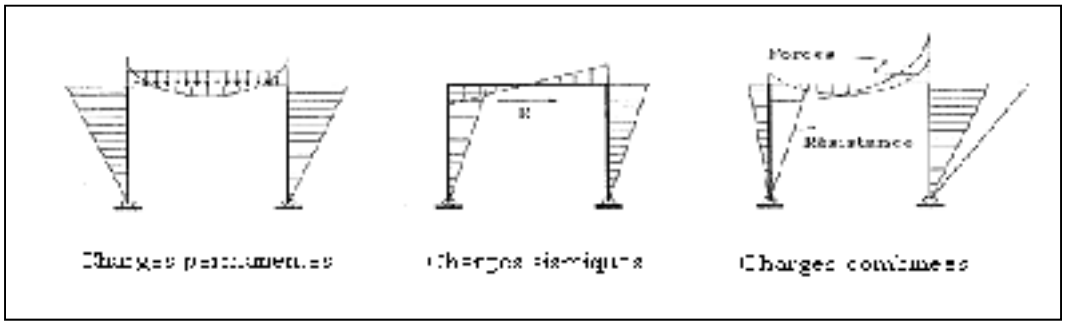


Figure 1.13 Distribution des moments
Tirée de Priestley, Seible et Calvi (1996, p. 4)

- Le concept de ductilité n'étant pas appliqué, le ferraillage des régions potentielles de formation de rotule plastique est incorrect, ne permettant pas de reprendre de grandes déformations inélastiques.

D'une manière générale, les dommages sont classés comme suit (Chen et Duan, 2003) : (i) les dommages primaires causés principalement par les vibrations sismiques, et; (ii) les

dommages secondaires causés par une redistribution des efforts internes due à des dommages structuraux.

Il a été constaté, lors des tremblements de terres en Californie (San Fernando-1971, Whittier-1987, Loma Prieta-1989, Northridge-1994), au Japon (Kobe-1995), en Amérique Centrale et en Amérique du Sud (Chili-1985, Costa Rica-1990), de manière spécifique, l'effondrement de plusieurs ponts en béton et précontraint (Chen et Duan, 2003). Des études réalisées sur les causes de ces effondrements ont permis d'identifier les déficiences suivantes :

- problèmes reliés aux piliers : (i) piliers courts; (ii) ferraillage inadéquat dans les piliers; (iii) ferraillage inadéquat aux joints poutre-poteau;
- problèmes reliés aux semelles et fondations;
- rotation des culées;
- problèmes reliés à la superstructure : (i) espacement inadéquat entre les superstructures; (ii) longueur de support inadéquate de la superstructure.

Les problèmes reliés aux piliers, aux fondations et culées ont été largement documentés, alors que les problèmes reliés à la superstructure et en particulier la longueur de support de la superstructure font l'objet d'une étude plus détaillée dans la section 1.6.1.

1.6.1 Problèmes reliés à la superstructure

L'une des conséquences préjudiciables résultant de l'utilisation de la conception élastique est la sous-estimation de la force sismique avec une sous-estimation des déplacements. D'une part, l'espacement entre les superstructures est étroit (Priestley, Seible et Calvi, 1996) et d'autre part, la longueur d'assise des tabliers adoptée est donc inadéquate, trop petite pour contrer l'effondrement de ces derniers par perte d'appuis. Lors d'un séisme, le déplacement relatif entre la superstructure et ses appuis peut entrainer un échappement du tablier, (*Voir*

Figure 1.14). La Figure 1.15 montre le phénomène de l'effondrement des tabliers par perte d'appuis lors du tremblement de terre du Japon en 1964.

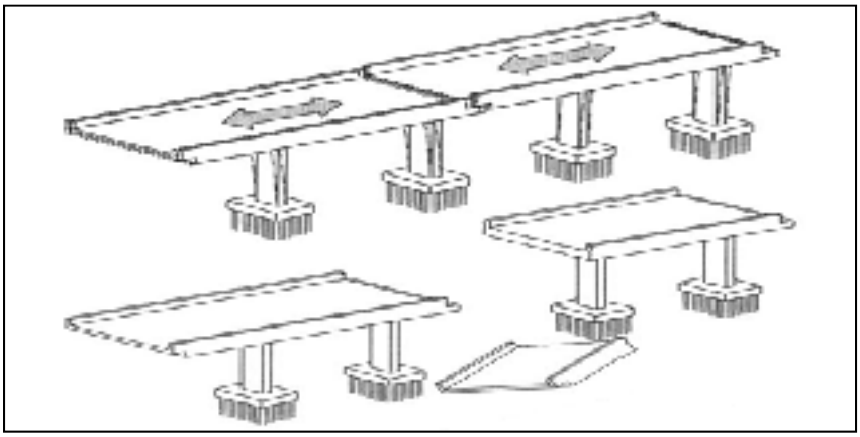


Figure 1.14 Scénario de l'échappement d'un tablier
Tirée de Andrawes et DesRoches (2007, p. 701)

Figure 1.15 Effondrement par perte d'assise du pont Showa (Japon 1964)
Tirée de Chen et Duan (2003, p. 2-10)

Ce problème est encore plus évident pour les structures ayant plusieurs travées simplement appuyées sur des appareils d'appui mobiles et des piliers relativement élancés (Priestley,

Seible et Calvi, 1996). Une collision entre les différentes parties du tablier peut survenir lorsque l'espacement entre les superstructures est insuffisant (*Voir* Figure 1.16).

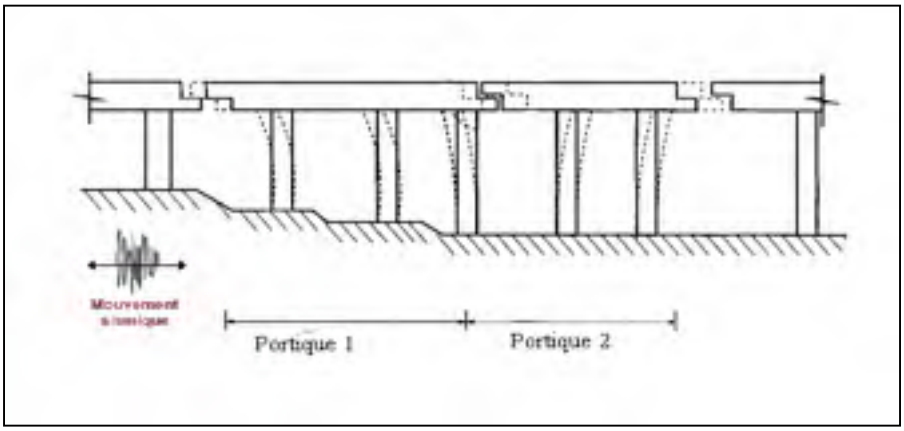


Figure 1.16 Scenario d'entrechoquement de la superstructure
Tirée de DesRoches et Fenves (2000, p. 500)

1.6.2 Facteurs amplifiant l'effondrement du tablier par perte d'assise

Différents facteurs amplifient la vulnérabilité à la rupture de la superstructure et en particulier l'effondrement du tablier par perte d'assise:

1) Présence d'un biais

Le problème de l'effondrement survenu par perte d'assise est amplifié dans les structures avec biais (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Les déplacements des ponts en biais sont plus accentués que ceux des ponts droits. Au fait, lors d'un séisme, il y a chocs du tablier sur les culées, la superstructure subit alors une action qui est perpendiculaire au bord transversal du tablier. Cette action crée donc un moment de rotation d'axe vertical qui provoque la chute du tablier (*Voir* Figure 1.17). D'où la vulnérabilité des ponts ayant un tablier biais lors d'un séisme majeur.

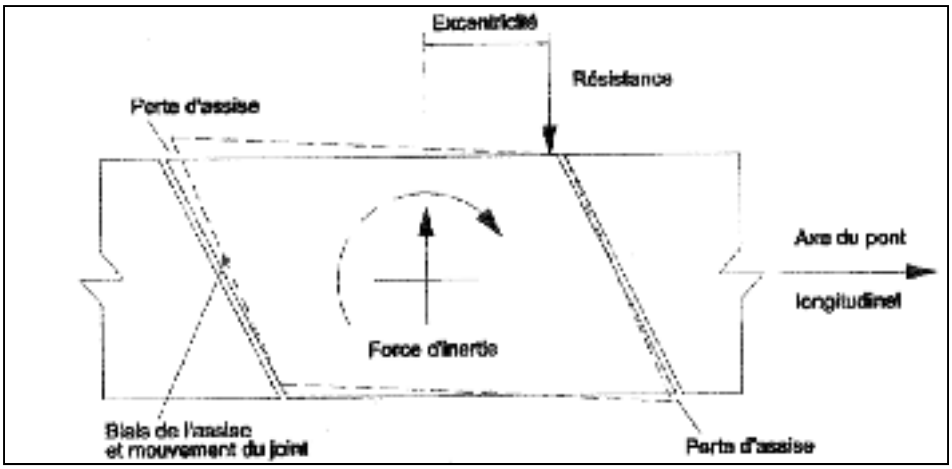


Figure 1.17 Perte d'assise causée par le biais du pont
Tirée de Priestley, Seible et Calvi (1996, p. 7)

On trouve plusieurs exemples d'effondrements de tabliers de ponts avec biais dans la littérature (Chen et Duan, 2003). Un cas typique est celui du pont Rio Bananito (Costa Rica), ayant une pile centrale orientée de 30°. Le pont s'est effondré suite à la perte d'appuis des tabliers des deux travées lors du séisme de Costa Rica en 1991 (*Voir* Figure 1.18). Un autre cas d'effondrement par perte d'appuis d'un pont avec biais, est le pont de Gavin Canyon Undercrossing. Le pont s'est effondré lors du séisme de Northridge en 1994 (États Unis), (*Voir* Figure 1.19).

Figure 1.18 L'effondrement du pont Rio Bananito, Costa Rica 1991
Tiré de Chen et Duan (2003, p. 2-11)

Figure 1.19 L'effondrement du pont Gavin Canyon
Undercrossing Northridge 1994
Tirée de Chen et Duan (2003, p. 2-11)

2) Effets de site

Le terme effet du site est utilisé pour décrire la modification de la secousse sismique induite par la géologie locale. Ce phénomène se traduit fréquemment par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée. La Figure 1.20 illustre le mouvement du sol enregistré par deux stations sismologiques lors d'un séisme de magnitude M5 survenu au mois d'Août 2000 dans le Nord de l'Italie (IRSN, 2010). Les stations sont proches l'une de l'autre mais reposent sur des sols de nature différente : la station NBOR a été installée sur le rocher (sol dur) et la station NLIB a été installée sur des sédiments (sol meuble).

Les ondes sismiques générées par le glissement sur les failles, lors d'un séisme, traversent des milieux géologiques aux propriétés mécaniques variées. Ce phénomène provoque la perturbation des ondes qui à leur tour influencent le comportement du séisme. D'une manière générale, en aboutissant sur un sol lâche sur lequel l'ouvrage est implanté, la réponse vibratoire de la structure est accentuée, augmentant ainsi la probabilité de l'effondrement du tablier par perte d'appui.

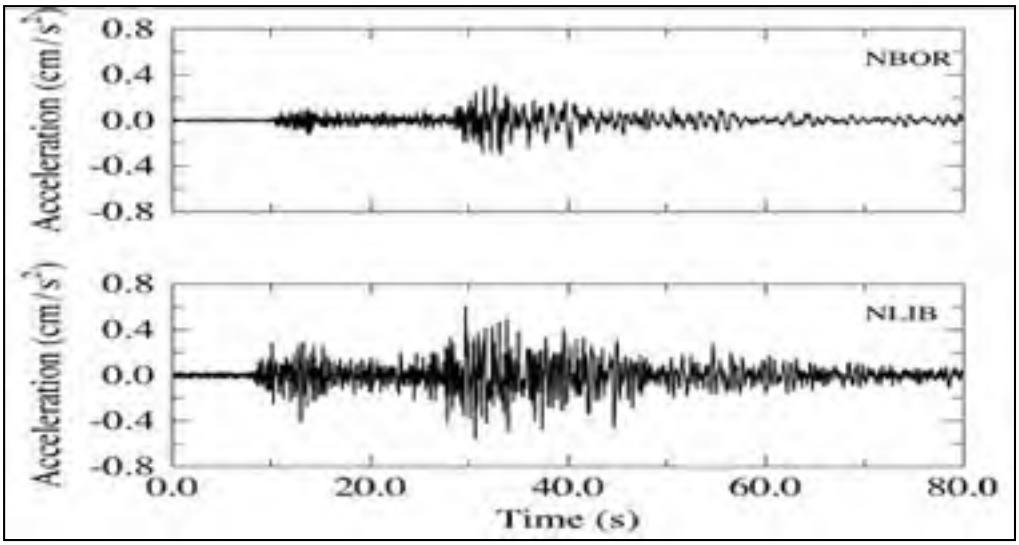


Figure 1.20 Influence de la structure du sol sur le comportement du séisme
Tirée de IRSN (2010)

Par ailleurs, lorsque les fondations sont posées sur un sol dont les propriétés sont particulièrement défavorables (milieu sableux et saturé en eau), le sol peut perdre sa cohésion (phénomène de liquéfaction). Les ouvrages bâtis sur ce type de sol ne sont plus soutenus et peuvent basculer. C'est un phénomène qui a causé beaucoup de dégâts lors du tremblement de terre de Kobe en 1995 (Priestley, Seible et Calvi, 1996) (*Voir* Figure 1.21), augmentant les effondrements par perte d'appui.

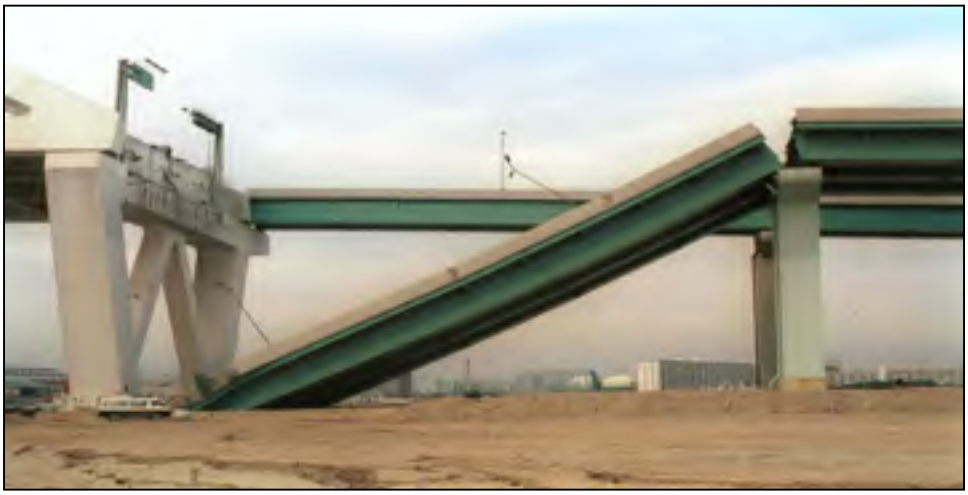


Figure 1.21 Effondrement d'un tablier par perte d'appui (Kobe 1995)
Tirée de SML (2002)

3) Présence de courbure

Dans le cas des ponts courbes, l'axe des appuis est différent des axes principaux du pont. De ce fait, la problématique est semblable à celle des ponts en biais (Nollet, Lebœuf et Khaled, 2008). Lors d'un tremblement de terre, les déplacements des travées adjacentes provoquent une ouverture du joint d'un côté, tandis que l'autre extrémité se referme provoquant un entrechoquement, comme le montre la Figure 1.22. Si l'espacement est insuffisant, il peut y avoir une chute du tablier.

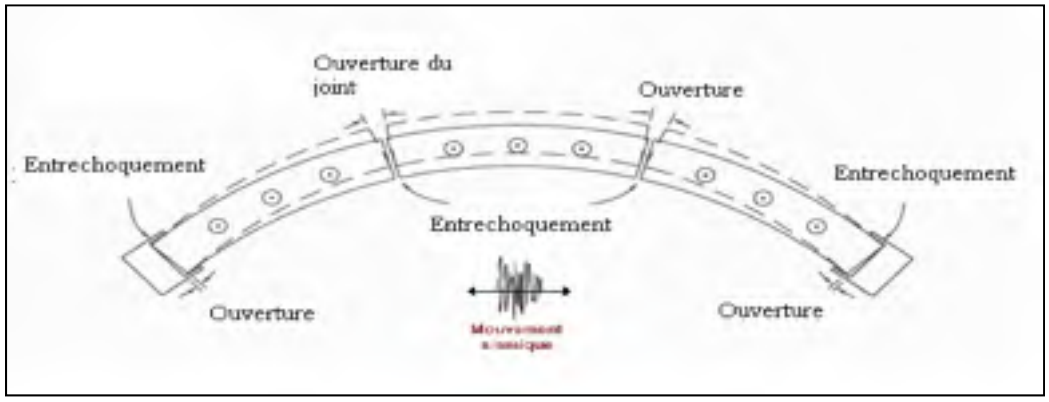


Figure 1.22 Comportement d'un pont courbe lors d'un séisme
Tirée de Priestley, Seible et Calvi (1996, p. 222)

1.7 Prévention de la chute du tablier

Il existe deux moyens pour se prémunir de la chute du tablier lors d'un séisme : (i) soit on procède à l'installation de limiteurs de déplacement pour restreindre le mouvement des joints, ou (ii) on procède à l'augmentation de la longueur de l'appui (Priestley, Seible et Calvi, 1996). La Figure 1.23 montre des cas d'élargissement de l'assise.

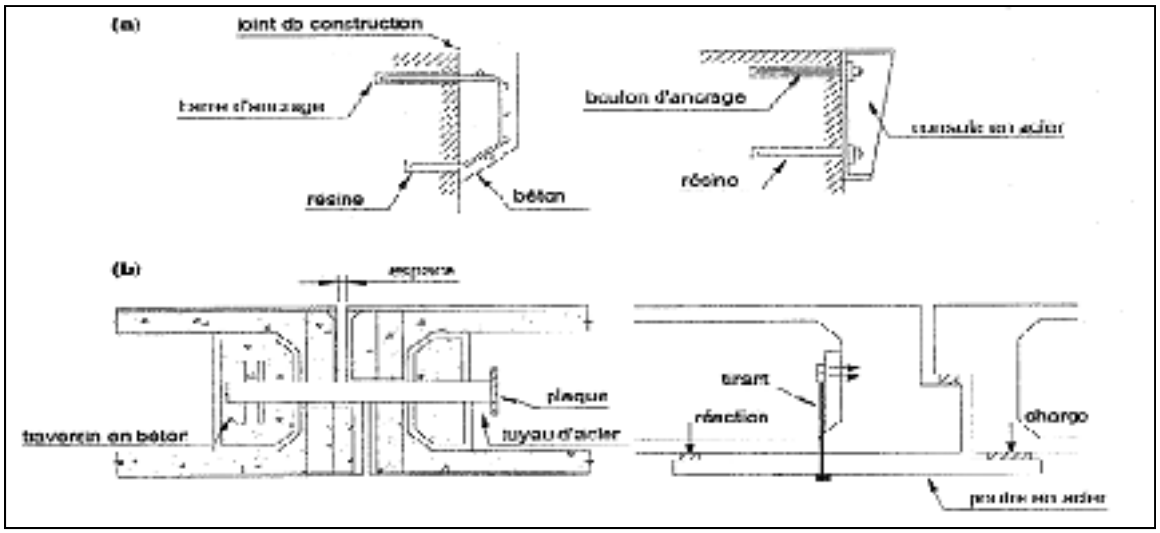


Figure 1.23 Élargissement de l'assise : (a) console, (b) appareil de support aux joints
Tirée de Priestley, Seible et Calvi (1996, p. 642)

Cependant, l'ajout de dispositifs limitant les déplacements relatifs des joints (systèmes de retenue) est éventuellement le moyen le plus utilisé et le moins coûteux, permettant de contrer l'effondrement de la structure par perte d'appui, lors d'un séisme majeur. Ces limiteurs consistent à relier les éléments à chaque côté du joint par des barres ou des câbles (Mitchell, Sexsmith et Tinawi, 1994), (*Voir* Figure 1.24).

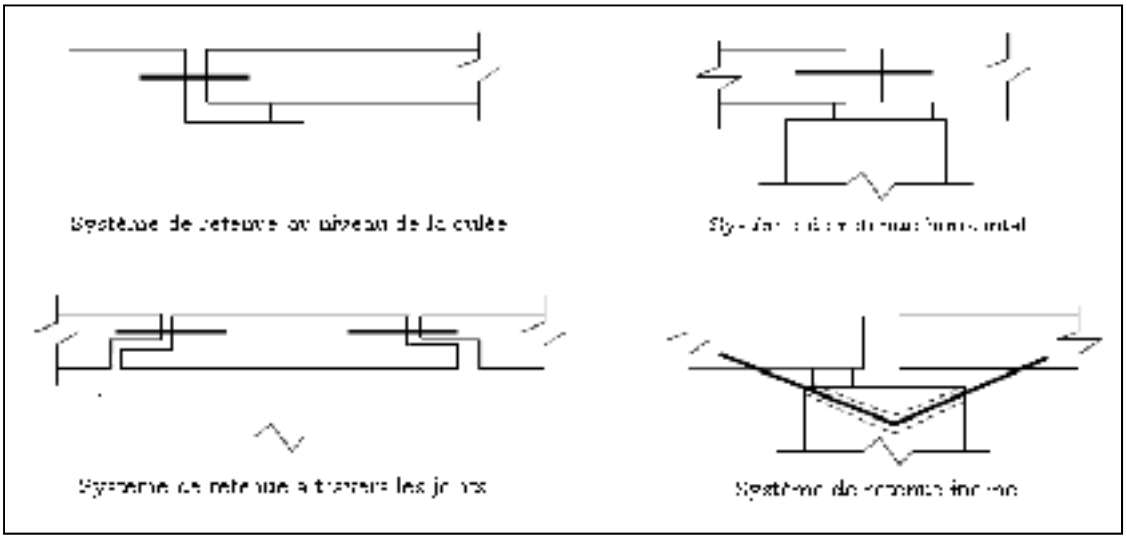


Figure 1.24 Exemples de systèmes de retenue
Adaptée de Mitchell, Sexsmith et Tinawi (1994, p. 830)

1.8 Définition de la longueur d'appui minimale (N) selon CAN/CSA-S6

Le code CSA-S6 recommande de prévoir une longueur d'appui suffisante sur les piles et les culées afin d'accommoder le déplacement des tabliers. Cette longueur d'appui représente le maximum entre celle calculée par les analyses sismiques préconisées par le code CAN/CSA-S6 et la longueur minimale d'appui, N, mesurée perpendiculairement à la face de la culée ou la pile. La longueur minimale d'appui N est donnée par l'équation 1.1.

$$N = K\left[200 + \frac{L}{600} + \frac{H}{150}\right]\left[1 + \frac{\phi^2}{8000}\right] \tag{1.1}$$

Tel que mentionné dans le commentaire du code CAN/CSA-S6-06 (Commentary on CAN/CSA-S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code), il est important de spécifier une longueur de support minimale afin d'accommoder : (i) un éventuel mouvement indépendant des différentes parties de la superstructure : si l'espacement est insuffisant entre les éléments de la superstructure, cela peut conduire, sous chargement sismique, à une collision des superstructures. Pour contrer ce problème. Il convient d'éviter les ouvrages constitués de tabliers isostatiques; (ii) la rotation des piles lors de la propagation des ondes sismiques.

Selon le code CAN/CSA-S6-06, la longueur minimale d'assise dépend de la longueur du tablier comprise entre les joints de dilatation et la hauteur des piles, puisque ces deux dimensions influencent un ou plusieurs facteurs qui causent les mouvements différentiels. Concernant les ponts à plusieurs travées, le mouvement asynchrone, lors d'un séisme, des portiques de géométrie différente, accentue les mouvements différentiels (Priestley, Seible et Calvi, 1996).

La longueur minimale permet aussi de se prévenir des translations et rotations des fondations dues à la rupture du sol et aux déformations induites par la liquéfaction (perte de cohésion du sable) (CNA/CSA-S6-06) : les ponts à plusieurs travées simplement appuyées sont

particulièrement sensibles à l'effondrement lorsqu'ils sont construits sur des sols meubles et liquéfiables. Par conséquent, la qualité du sol en place constitue un facteur à considérer.

D'après les termes de la formule (équation.1.1), on remarque que les caractéristiques du pont, du point de vue géométrique, et l'effet du site sont pris en compte dans le calcul de la longueur minimale préconisée par le code, on distingue :

- N : longueur minimale de l'appui mesurée dans l'axe normal à la face de la pile ou de la culée selon le cas (CAN/CSA-S6) (*Voir* Figure 1.31).
- L : longueur du tablier du pont d'un joint d'expansion à l'autre ou d'un joint à l'extrémité du tablier selon le cas.
- H : hauteur d'une pile.

Les dimensions L et H dépendent de la position de l'appui (Booth, 1996 et CNA/CSA-S6-06). Les paramètres L et H sont définis comme suit et illustrés à la figure 1.25.

Si le joint est à une culée : $L = L_1$; $H = (H_1+H_2)/2$
Si le joint est à l'intérieur d'une section : $L = L_1+L_2$; $H = (H_2+H'_2)/2$
Si le joint est sur une colonne : $L = L_2+L_3$; $H = H_3$ (*V*oir la Figure 1.25)

- ϕ : Angle entre l'axe du tablier et l'axe normal à la face des piles ou de la culée;
- K : Coefficient de modification qui réunit l'effet du type de sol (*V*oir Tableau 1.12), le rapport d'accélération de la zone et la zone de rendement sismique (*Voir* Tableau 1.2). K peut valoir 0.5 pour les sols de types I et II dans les zones sismiques de catégorie 1 mais vaudra 1.5 pour les zones sismiques de catégorie 3 (CAN/CSA-S6), (*Voir* Tableaux 1.1 et 1.2).

Tableau 1.1 Coefficient de modification *K*
Tiré du CSA-S6-06 (2006, p. 136)

Zone de rendement sismique	**Coefficient de modification K**
1 A=0 Type de profil de sol I ou II	0,5
Type de profil de sol III ou IV	1,0
A=0,05 (tout type de profil)	1,0
2 (toutes valeurs de A et tous types de profil)	1,0
3 (toutes valeurs de A et tous types de profil)	1,5
4 (toutes valeurs de A et tous types de profil)	1,5

Note : Voir Tableau 1.12 pour la définition des types de profil de sol

Tableau 1.2 Zones de rendement sismique
Tiré du CSA-S6-06 (2006, p. 127)

		Zone de rendement sismique	
Accélération horizontale maximale (AHM), g, ayant une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans	**Rapport d'accélération de la zone, A**	**Ponts de secours [article 4, 2,2 a]**	**Ponts d'urgence et autres ponts [alinéas b) et c) de l'article 4, 2,2]**
0,00 ≤ AHM < 0,04	0	2	1
0,04 ≤ AHM < 0,08	0,05	2	1
0,08 ≤ AHM < 0,11	0,1	3	2
0,11 ≤ AHM < 0,16	0,15	3	2
0,16 ≤ AHM < 0,23	0,2	3	3
0,23 ≤ AHM < 0,32	0,3	4	4
0,32 et plus	0,4	4	4

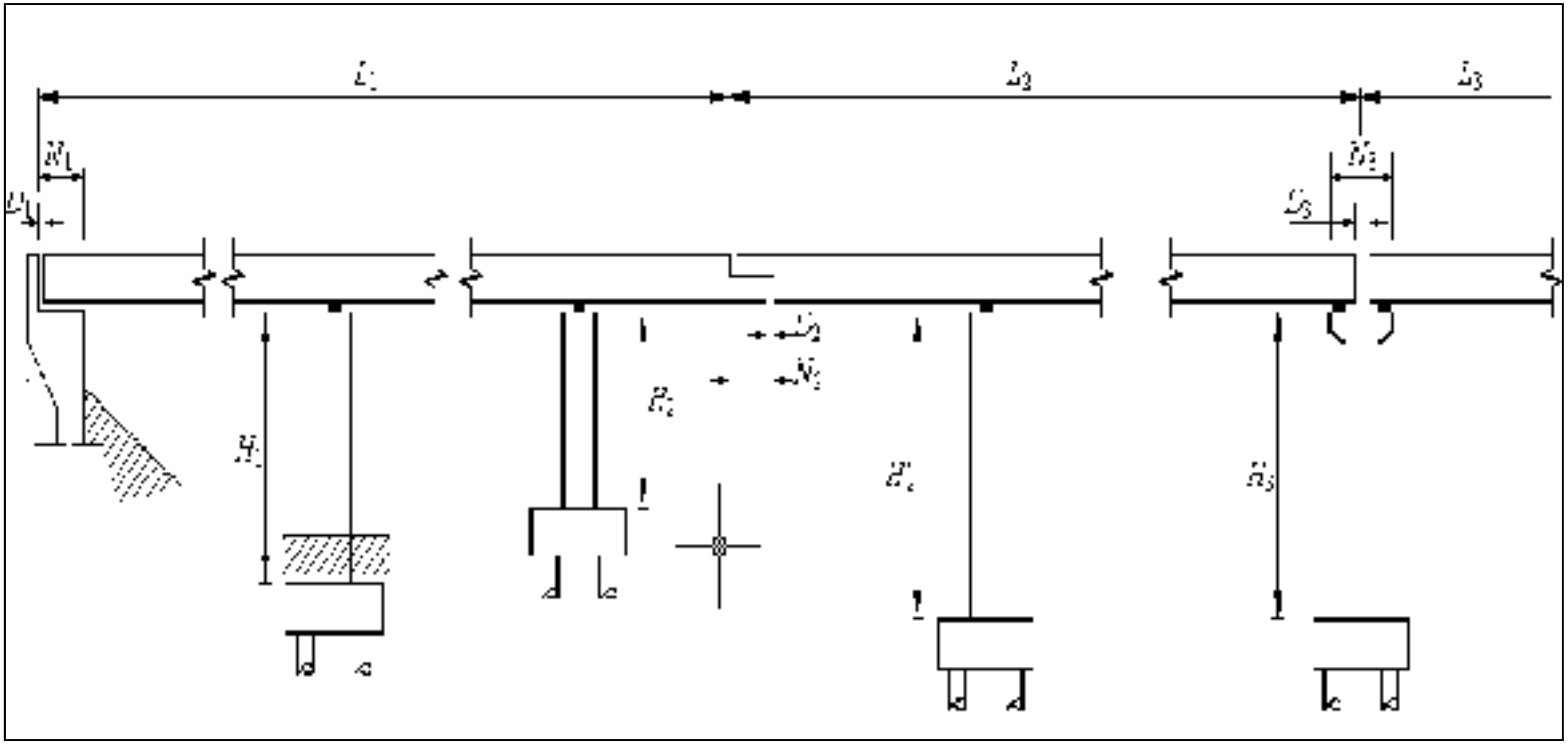


Figure 1.25 Dimensions relatives aux longueurs d'appui minimales nécessaires
Tirée de Booth (1994, p. 3)

Hao (1998) a procédé à une étude paramétrique sur la longueur d'assise des tabliers de ponts durant un tremblement de terre. Les paramètres pris en compte dans l'étude sont : la fréquence de vibration du pont, la portée des travées, les fractions d'amortissement et les paramètres du mouvement du sol. Les résultats de l'étude montrent que :

- la longueur d'assise maximale est requise lorsque la fréquence fondamentale du pont coïncide avec la fréquence centrale du déplacement du sol. Le déplacement différentiel des travées dépend fortement du déplacement du sol;
- la différence des propriétés vibratoires de deux travées adjacentes est la cause principale des déplacements différentiels, notamment lorsque les fréquences fondamentales des deux travées sont très différentes;
- la longueur d'assise maximale dépend de la fraction de vibration, des conditions du site ainsi que de l'intensité du mouvement du sol;
- l'augmentation de l'amortissement du pont est un moyen très efficace de réduire la longueur d'assise requise.

En fait, il faut porter une attention spéciale à tous les facteurs qui peuvent entrainer l'amplification des mouvements de la structure, comme les effets de la configuration structurale et des conditions du site.

1.8.1 Historique et évolution de la formule

1.8.1.1 Longueur d'appui minimale (N) nécessaire au déplacement selon la norme AASHTO

En se basant sur les observations tirées lors de plusieurs séismes qui ont eu lieu dans les années 60-70, une formule empirique a été proposée, au début des années 80, par la norme ATC 81 pour contrer le problème de l'effondrement par perte d'assise. Cette formule exprime une longueur minimale d'appui des tabliers, elle est présentée dans le Tableau 1.3.

La formule a d'abord été développée en Californie pour la norme AASHTO 1992. Cette formule ne remplace pas une analyse linéaire élastique du pont, mais elle lui est plutôt complémentaire. L'ingénieur devra utiliser la plus élevée des valeurs données pas l'analyse linéaire et par la formule empirique.

La norme ATC 81 assigne une catégorie de performance sismique pour chaque pont; celle-ci est fonction du coefficient de l'accélération (A) et de la classification d'importance (IC), (*Voir* Tableau 1.4). Selon la performance sismique, la norme ATC 81 propose la formule de la longueur minimale de l'appui au Tableau 1.3.

Tableau 1.3 Longueur minimale de l'appui
Tiré de ATC 81 (1981, p. 10)

Catégorie de performance sismique (SPC)	**Longueur minimale de l'appui (N) (mm)**
A et B	203+1,67 x L+ 6,66 x H
C et D	305+2,5 x L+10 x H

Tableau 1.4 Catégorie de performance sismique (SPC)
Tiré de ATC 81 (1981, p. 12)

Coefficient d'accélération	**Classification d'importance (IC)**	
A	I	II
A≤ 0,09	A	A
0,09 < A ≤ 0,19	B	B
0,19 < A ≤ 0,29	C	C
0,29 < A	D	C

Selon la norme ATC, les ponts sont classés sur les critères sociaux et de survie et les exigences de sécurité et de défense.

Ponts essentiels (Essential bridges) : IC = I ; Autres ponts (Others bridges) : IC = II

Les anciennes versions de la norme AASTHO ne tenaient pas compte de la possibilité de la perte d'appui. C'est en 1992 que la formule a été introduite dans la norme, elle est identique à celle de ATC-6 (1981) présentée dans le Tableau 1.3. En 1996, le facteur S a été introduit dans la formule pour tenir compte de la présence du biais (*Voir* Tableau 1.5).

Tableau 1.5 Longueur minimale de l'appui
Tiré de AASHTO (1996, p. 140)

Catégorie de performance sismique (SPC)	**Longueur minimale de l'appui (N) (mm)**
A et B	(203+1,67 x L+ 6,66 x H) x (1+0,000125 x S^2)
C et D	(305+2,5 x L+10 x H) x (1+0,000125 x S^2)

L : Longueur du tablier d'un joint à l'autre en mètres.
H : Hauteur d'une pile en mètres.
S : Angle entre l'axe du tablier et celui de l'appui en degrés.

La dernière édition de la norme AASHTO (2005) recommande de prendre la plus élevée des valeurs données par l'analyse linéaire et un pourcentage de la formule empirique (N) représentée par l'équation (1.2).

$$N = (200 + 0{,}0017*L + 0{,}0067*H)\ (1+0{,}000125*S^2) \quad (mm) \qquad (1.2)$$

L : Longueur du tablier d'un joint à l'autre en millimètres.
H : Hauteur d'une pile en millimètres.

Ce pourcentage est fonction de la zone sismique et du coefficient d'accélération, (*Voir* Tableau 1.6). La zone sismique est déterminée d'après le Tableau 1.7.

Tableau 1.6 Pourcentage de N en fonction de la zone sismique
et du coefficient d'accélération
Tiré de AASHTO (2005, pp. 4-75)

Zone	**Coefficient d'accélération**	**Type de sol**	**pourcentage de N**
1	< 0,025	I ou II	≥ 50
1	< 0,025	III ou IV	100
1	> 0,025	Tout	100
2	Tout	Tout	100
3	Tout	Tout	150
4	Tout	Tout	150

Tableau 1.7 Zones sismiques
Tiré de AASHTO (2005, p. 3-50)

Coefficient d'accélération	**Zones sismiques**
A < 0,09	1
0,09 < A ≤ 0,19	2
0,19 < A ≤ 0,29	3
0,29 < A	4

Les types de sol sont représentés dans le Tableau 1.8, on constate que la classification des types est identique à celle de la norme CSA/S6-06.

Tableau 1.8 Classification des sols selon la norme AASHTO
Tiré de AASHTO (2005, p. 3-50)

Type de profil de sol	Caractéristiques
I	Constitué de rock de tout genre caractérisé par une vitesse d'ondes de cisaillement supérieure à 765 m/s, ou de sol rigide dont la profondeur est inférieure à 60m.
II	Constitué d'argile ferme ou de sol non cohérent de profondeur supérieure à 60m.
III	Constitué d'argile de fermeté moyenne à faible et de sable sur une profondeur d'au moins 9m.
IV	Constitué d'argile tendre ou de limon sur une profondeur de plus de 12m caractérisé par une vitesse d'ondes de cisaillement inférieure à 152m/s.

1.8.1.2 Longueur d'appui minimale (N) nécessaire au déplacement selon la norme CSA-S6

La première référence à une possible perte d'appui a été introduite dans la norme CSA-S6-88. La formule ne faisait pas partie du code mais on faisait référence au document ATC-6 « Seismic design guidelines for highway bridges 1981». Il s'agit de la formule proposée par la norme ATC en 1981. En l'an 2000, la norme S6 a adopté la formule proposée par la norme AASHTO de 1996. C'est dans l'édition 2006 que la norme CSA-S6 adopte une formule N, que l'on retrouve sous la forme actuelle (équation 1.1).

1.9 Analyse dynamique selon CAN/CSA-S6-06

Les nouvelles normes de calcul des structures favorisent l'utilisation du calcul dynamique en vue de déterminer la distribution des forces sismiques servant au dimensionnement des ouvrages de génie civil. Le tremblement de terre donne naissance à un mouvement de translation du sol dans trois directions qui se transmet aux structures par leur fondation, générant ainsi des forces d'inertie importantes proportionnelles.

Il est donc nécessaire d'employer des techniques d'analyse dynamique des structures pour évaluer d'une façon réaliste le comportement d'une structure soumise à un tremblement de

terre. Le choix de l'analyse dépend des caractéristiques de la structure et du chargement dynamique.

La norme CSA-S6 définie trois (3) classes de ponts : (a) ponts de secours, (b) ponts d'urgence et (c) autre ponts.

Cette classification prend en compte essentiellement des critères sociaux et de survie, ainsi que de sécurité et de défense. Les routes sur lesquelles on retrouve des ponts de secours doivent être ouvertes à la circulation après le séisme de calcul qui correspond à une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans, ce qui équivaut à une probabilité de dépassement de 15% en 75 ans et à une période de récurrence de 475 ans. Ces ponts doivent être accessibles aux véhicules d'urgence et de la défense après un séisme correspondant à une période de récurrence de 1000 ans (probabilité de dépassement de 7.5% sur une période de 75 ans). Par ailleurs, les ponts d'urgence doivent être accessibles aux véhicules d'urgence et aux fins de la sécurité et de la défense après le séisme de calcul (période de récurrence de 475 ans). Le Tableau 1.9 décrit les exigences de performance du code CAN/CSA-S6-06.

Tableau 1.9 Objectifs et critères de performance du CAN/CSA-S6-06.
Tiré de CAN/CSA (2006)

	Ponts		
Période de récurrence	**Pont de secours**	**Ponts d'urgence**	**Autres**
Séisme faible à modéré	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour tous les véhicules
Séisme de calcul (période de récurrence de 475ans)	Circulation immédiate pour tous les véhicules	Circulation immédiate pour les véhicules d'urgence	Dommages réparables
Séisme rare (période de récurrence de 1000 ans)	Circulation immédiate pour les véhicules d'urgence	Dommages réparables	Pas d'effondrement

D'autres critères entrent en ligne de compte, soient :

1) La régularité du pont

La régularité et la répartition des travées influent sur le comportement sismique des ponts lors d'un séisme. Selon la norme CSA-S6-06, un pont est régulier s'il satisfait les conditions établies dans le Tableau 1.10. Tout autre pont est considéré comme irrégulier.

2) La configuration structurale

Le code CAN/CSA-S6 recommande des critères d'analyse minimaux pour les ponts à travées multiples. Les types d'analyses dépendent de la catégorie du pont, de sa configuration structurale (régulière ou irrégulière) et de l'activité sismique à l'emplacement de la structure. Le Tableau 1.11 montre les analyses minimales recommandées par le code.

Tableau 1.10 Exigences relatives aux ponts réguliers
Tiré du CSA-S6-06 (2006, p. 129)

Nombre de travées	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Angle opposé maximal (pont courbe)	90°	90°	90°	90°	90°
Rapport de longueur maximale de travée, d'une travée à l'autre	3	2	2	1,5	1,5
Rapport de rigidité maximale sur pieux ou de pile, d'une travée à l'autre (culée non comprise)					
a. Ossature continue ou travées simples multiples avec éléments de retenue longitudinaux et entraves transversales à chaque appui ou dalle de tablier continue.	-	4	4	3	2
b. Travées simples multiples sans éléments de retenue ni dalle de tablier continue	-	1,25	1,25	1,25	1,25

Tableau 1.11 Critères d'analyse minimaux des ponts à travées multiples
Tiré de CSA-S6-06 (2006, p. 129)

zone de rendement sismique	**Ponts de secours**		**Ponts d'urgence**		**Autres ponts**	
	Réguliers	**Irréguliers**	**Réguliers**	**Irréguliers**	**Réguliers**	**Irréguliers**
1	S/O	S/O	Aucune	Aucune	Aucune	Aucune
2	MM	MM	CU	MM	CU	MU
3	MM	MD	MM	MM	CU	MM
4	MM	MD	MM	MM	MU	MM

Légende :

Aucune : Aucune analyse sismique requise.

CU : Méthode de la Charge Uniforme.

MU : Méthode spectrale Unimodale.

MM : Méthode spectrale Multimodale.

MD : Méthode des Diagrammes d'évolution.

S/O : Sans objet.

3) Type de sol

La norme CSA-S6-06 classifie le sol en quatre catégories. Cette catégorisation est peu détaillée relativement à celle du Code national du bâtiment du Québec (CNBC 2010) qui classifie les sites en six catégories selon les descriptions géologiques et géotechniques, (Voir Tableau 1.12).

Tableau 1.12 Classification des sols selon le CSA-S6-06

Type de profile de sol	Caractéristiques
I	Constitué de rock de tout genre caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement supérieure à 750 m/s, ou de sol rigide dont la profondeur est inférieure à 60m.
II	Constitué d'argile ferme ou de sol non cohérent de profondeur supérieure à 60m.
III	Constitué d'argile de fermeté moyenne à faible et de sable sur une profondeur d'au moins 9m.
IV	Constitué d'argile tendre ou de limon sur une profondeur de plus de 12m caractérisé par une vitesse d'ondes de cisaillement inférieure à 150m/s.

Dans le cadre de cette étude, le choix est porté sur la classification définie par le CNBC 2010. En fait, la classification du sol se fait en prenant en compte plusieurs paramètres dont la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, la résistance moyenne à la pénétration standard et la résistance du sol non drainé au cisaillement, tel que décrit au Tableau 1.13.

Tableau 1.13 Classification des sols selon le CNBC 2010
Tiré de IRC-CNRC (2010)

Catégorie d'emplacement	**Profil du sol**	**Propriétés moyennes des 30 premiers mètres d'après l'annexe A**		
		Vitesse moyenne des ondes de cisaillement V_s (m/s)	**Résistance moyenne à la pénétration standard, N_{60}**	**Résistance du sol non drainé au cisaillement, S_u**
A	Roche dure	$V_s > 1500$	S/O	S/O
B	Roche	$760 < V_s < 1500$	S/O	S/O
C	Sol très dense et roche tendre	$360 < V_s < 760$	$N_{60} > 50$	S_u>100 KPa
D	Sol consistant	$180 < V_s < 360$	$15<N_{60}<50$	50 KPa < S_u < 100 KPa
E	Sol meuble	$V_s<180$	$N_{60}<15$	S_u< 50 KPa
		Tout profil de plus de 3 m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes: indice de plasticité : Pl > 20 teneur en eau : W > 40% et Résistance du sol non drainé au cisaillement : S_u < 25KPa		
F	Autre sols	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée		

1.10 Types d'analyses

Les méthodes les plus fréquemment utilisées pour l'analyse sismique des structures sont les méthodes spectrales et les méthodes transitoires.

1.10.1 Analyse dynamique spectrale

L'analyse dynamique spectrale permet l'analyse sismique d'une structure dont l'action du séisme est modélisée par des spectres de réponse. Elle est caractérisée par sa fiabilité, sa simplicité et sa rapidité d'exécution, d'où sa popularité auprès des ingénieurs (Setra et SNCF, 2000). Elle utilise le concept des spectres de réponse pour déterminer les réponses dynamiques maximales de la structure.

Pour une analyse spectrale multimodale, la première étape consiste à calculer les modes propres. Le nombre de modes utilisés doit être suffisant afin de ne pas négliger les plus importants. Ce critère est respecté si la somme des masses modales représente au moins 90% de la masse modale participante de la structure pour chaque direction horizontale principale.

Toutefois, les maxima modaux ne sont pas atteints simultanément, donc il est nécessaire de les combiner afin d'obtenir la réponse maximale. Le code CAN/CSA-S6 propose d'utiliser une des méthodes de combinaison modale suivantes :

- la méthode quadratique complète (CQC : *Complete Quadratic Combination*) pour les ponts dont les fréquences sont rapprochées (moins de 10% l'une de l'autre);
- la méthode de la racine carrée de la somme des carrées (SRSS : *Square Root of Sum of Squares*), si les modes sont indépendants.

1.10.2 Analyse transitoire

La méthode transitoire (Méthode des diagrammes d'évolution) permet l'analyse, dans le temps, du comportement sismique d'une structure sous l'effet d'un mouvement imposé (séisme). L'accélération imposée est un signal temporel appelé accélérogramme. Le calcul de la réponse totale se fait par la superposition des réponses modales. La réponse est variable en fonction du temps.

1.11 Mouvements sismiques multidirectionnels

Les mouvements sismiques sont caractérisés par trois mouvements indépendants suivant deux directions horizontales orthogonales entre elles et une direction verticale. De ce fait, les codes parasismiques des ponts préconisent de considérer le caractère multidirectionnel du mouvement sismique. Selon le CSA-S6-06, les efforts sismiques élastiques suivant chaque axe principal d'un élément peuvent être déterminés séparément puis combinés pour former

deux cas de chargement (suivant les axes X et Y). Les effets des mouvements verticaux du sol sont pris en compte par l'utilisation des coefficients de pondération des charges permanentes. Les effets maximums obtenus dans chaque direction sont combinés à l'aide de la règle des 30% qui est une méthode approximative, basée sur une approche probabiliste (Khaled, Tremblay et Massicotte, 2007).

$$R = \pm Rx \pm 0{,}3\ Ry \tag{1.3}$$

$$R = \pm 0{,}3\ Rx \pm Ry \tag{1.4}$$

Dans ces expressions, Rx et Ry sont les réponses maximales dues à chaque composante selon les directions principales X et Y respectivement et R la réponse combinée.

La combinaison des effets maximums par la règle des 30% n'est requise que dans le cas d'une analyse dynamique spectrale. Dans le cas d'une analyse temporelle, le caractère multidirectionnel du mouvement sismique est pris en compte en appliquant simultanément les composantes du mouvement sismique.

1.12 Synthèse et conclusions

Ce chapitre fait un rappel sommaire sur les origines et les caractéristiques des tremblements de terre. Le comportement sismique des ponts y a été abordé ainsi qu'un inventaire des principales déficiences observées lors d'événements sismiques passés.

L'attention est principalement portée au phénomène de l'effondrement des tabliers par perte d'appuis et sur les causes. Pour se prémunir de ce phénomène, Les normes AASHTO et CAN/CSA-S6 recommandent une longueur d'appui suffisante des tabliers de ponts simplement appuyés sur des appareils d'appuis mobiles afin d'accommoder le déplacement de la superstructure et d'éviter l'échappement du tablier.

Cependant, avant de procéder aux les analyses dynamiques transitoires sur les modèles de ponts, il faut, en premier, sélectionner des accélérogrammes historiques ayant des paramètres sismiques compatibles avec ceux enregistrés dans la région où l'ouvrage est implanté. Ensuite, ces accélérogrammes seront calibré sur le spectre cible après avoir effectué une transformation de ces derniers pour un sol de classe C selon la classification des sols du CNBC 2010, ce qui sera fait dans le chapitre 4.

CHAPITRE 2

PLAN D'ANALYSE

Pour atteindre les objectifs cités dans l'introduction, une analyse paramétrique a été réalisée. Pour ce faire, il est nécessaire de déterminer et de modéliser des ponts fictifs mais assez représentatifs des structures réelles. Afin de pouvoir généraliser les conclusions de cette étude, le choix du type de ponts ainsi que l'intervalle des valeurs des trois paramètres (la longueur du tablier, hauteur des piles et biais) sont déduites à partir d'une banque de données de la ville de Québec (Nollet, Lebœuf et Khaled, 2008), étant donné la similitude avec des ponts en Amérique du Nord. Les sections de ce chapitre portent sur : (i) les modèles de ponts, (ii) la modélisation de la structure et (iii) le choix des paramètres

2.1 Modèles de ponts

Pour générer les modèles de ponts représentatifs des ponts qui sont sous la juridiction de la ville de Québec, le type de structure de 119 ponts a été inventorié selon la classification du Ministère des transports du Québec (MTQ). La Figure 2.1 présente le pourcentage de ponts par type de structure, elle nous montre que le type de structure qui est très répandu est celui dont le tablier est composé d'une dalle en béton reposant sur des poutres en béton (38%). Il est à noter que pour des raisons de simplification, les poutres en béton précontraint, en béton préfabriqué et celles qui ont été coulées sur place ont été confondues.

La Figure 2.2 montre que plus de la moitié (55%) des 119 ponts de Québec ont une seule travée, 28% ayant une superstructure reposant sur des piles chainées par un chevêtre et 17 % de structures avec des futs.

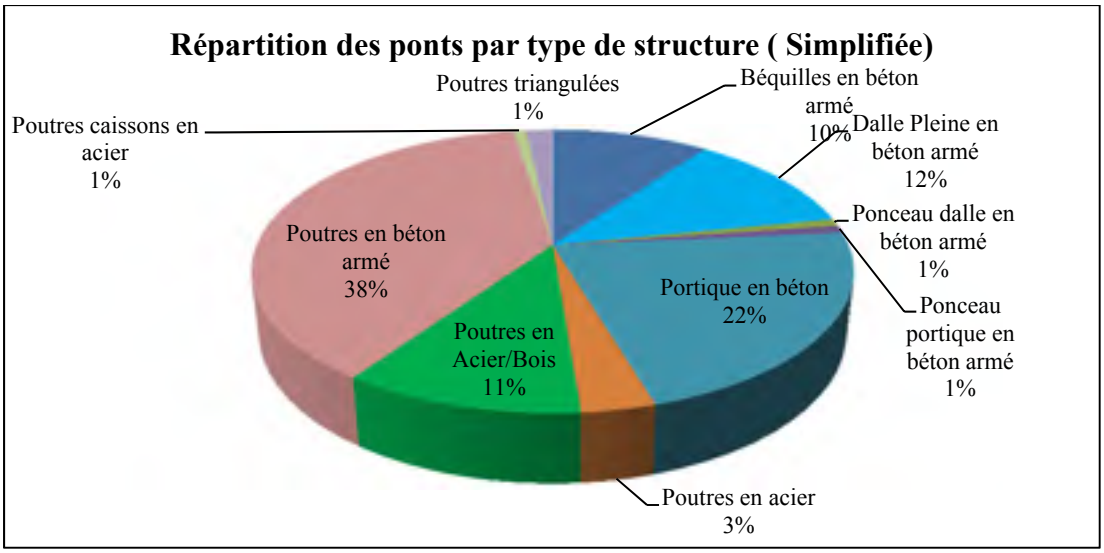


Figure 2.1 Répartition des ponts de la ville de Québec par type de structure

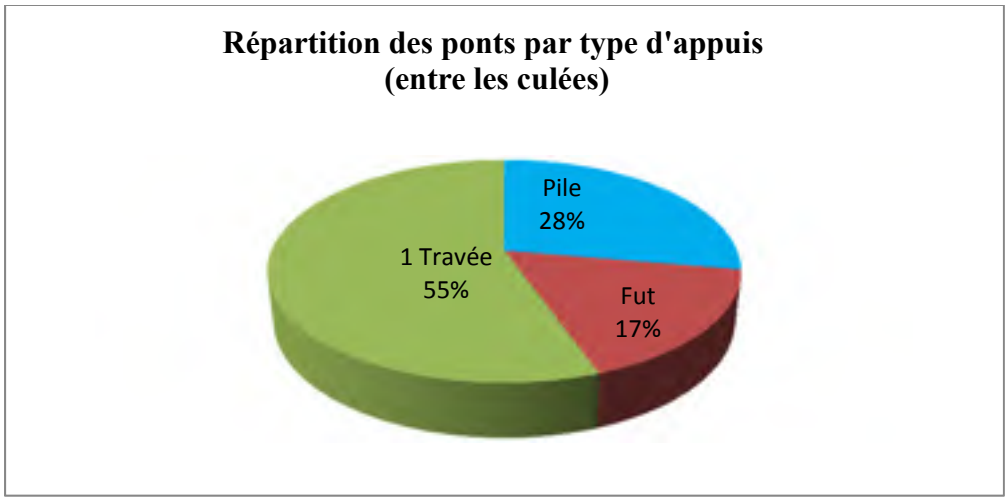


Figure 2.2 Répartition des ponts par type d'appuis

Plus de 88 % des ponts de Québec sont droits, la Figure 2.3 présente le pourcentage des 34 ponts avec biais. On note que le biais minimal est de 4^0 et le biais maximal est de 58^0. Concernant la hauteur des piles, sur les 119 ponts il y a 32 ponts ayant une fiche technique complète où la hauteur des piles est mentionnée. Sur cette base, le diagramme de la Figure 2.4 est réalisé pour présenter la répartition des ponts suivant la hauteur des piles.

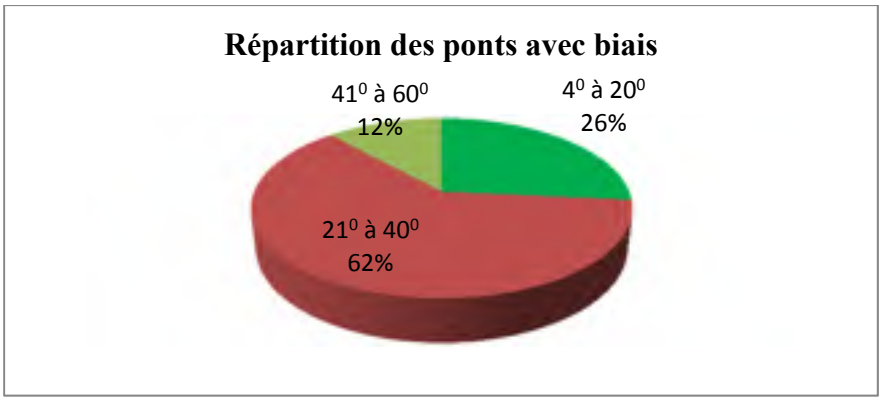


Figure 2.3 Répartition des ponts avec biais

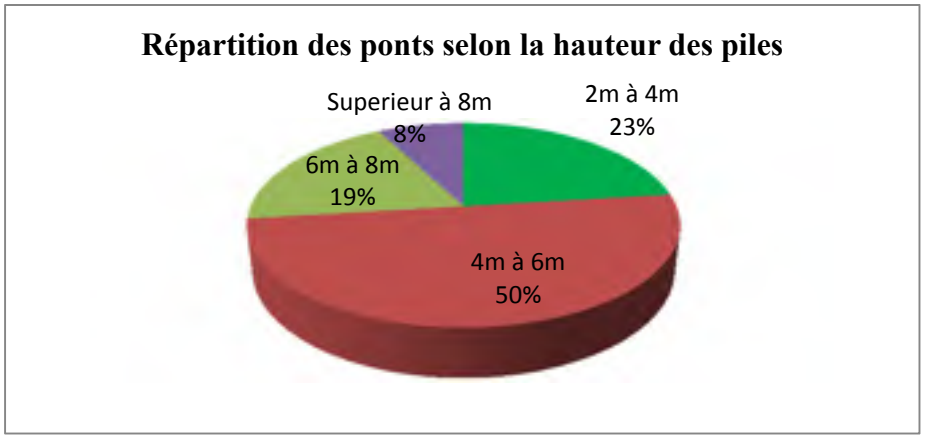


Figure 2.4 Répartition des ponts selon la hauteur des piles

Dans le cadre de cette étude, en se basant sur les statistiques présentées dans cette section, il a été jugé approprié de générer trois catégories de ponts. Les premiers modèles génériques de la catégorie de ponts 1, ont deux travées, ils sont réguliers et constitués d'un tablier continu reposant sur une pile de 4 colonnes en béton de diamètre variable et deux culées aux extrémités. Les modèles de la catégorie de ponts 2 représentent une irrégularité longitudinale. Par contre, la catégorie de ponts 3 est constituée d'un pont d'une seule travée, reposant sur les deux culées aux extrémités. Le tablier des trois modèles est une dalle en béton armé reposant sur six poutres en béton précontraint préfabriqué (AASHTO type 6).

2.2 Modélisation de la structure

Afin de refléter correctement le comportement du modèle généré, le recours à la méthode des éléments finis est nécessaire. Ceci correspond à modéliser la structure par un maillage constitué par des éléments finis interconnectés par des nœuds. La Figure 2.5 montre le rôle de la méthode des éléments finis dans le processus global de résolution d'un problème de structure.

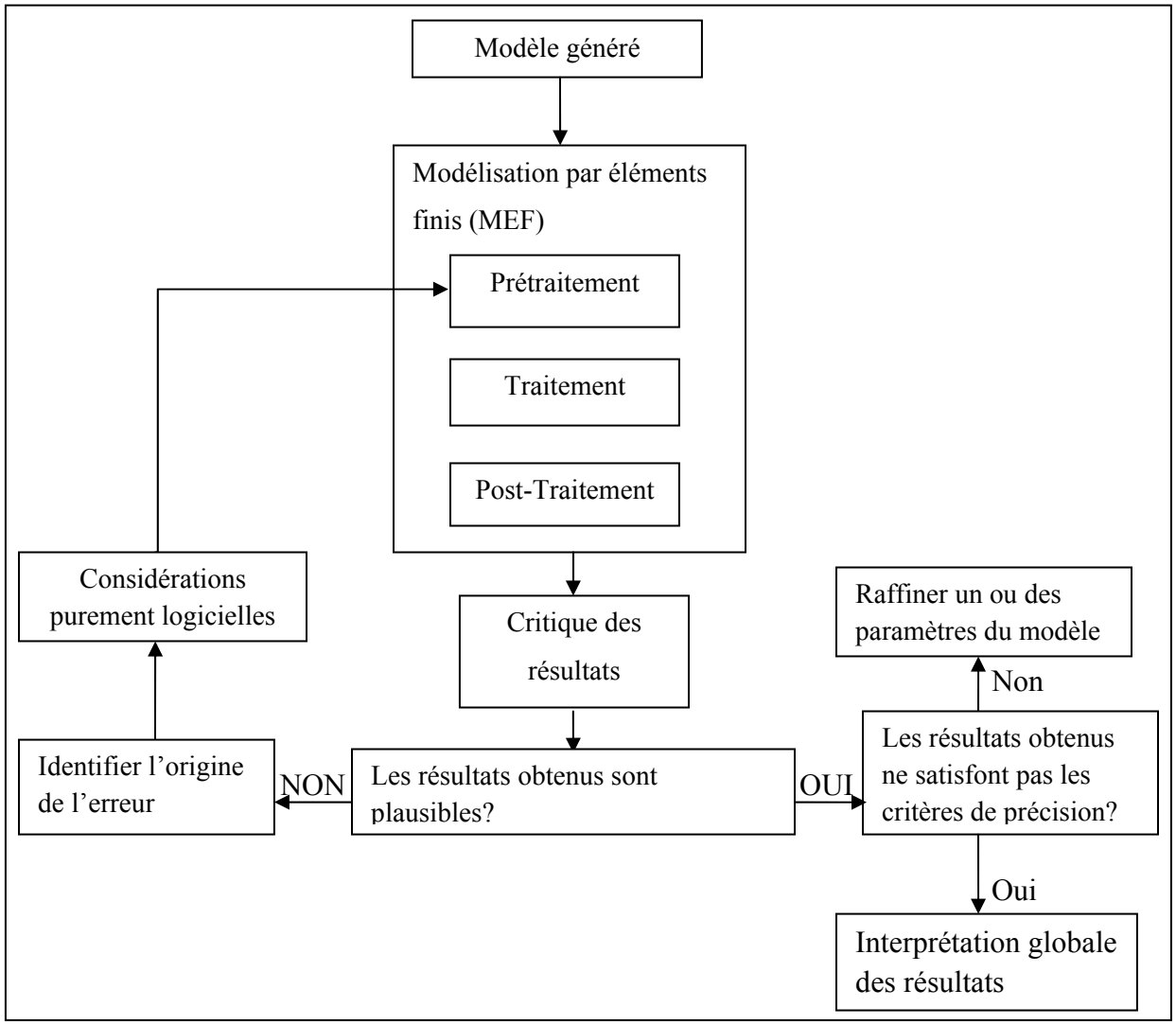


Figure 2.5 Rôle de la MEF dans le processus global de résolution d'un problème de structure

Le prétraitement consiste à construire le modèle sur ordinateur en choisissant le type d'éléments. Cette étape consiste aussi à définir la géométrie, les propriétés des matériaux, les lois de comportement, les conditions aux frontières, etc. Le logiciel traite les informations, par la suite, les équations matricielles sont générées et résolues.

Quant au post-traitement, c'est l'étape où les résultats sont représentés graphiquement ou numériquement. On peut distinguer deux types d'analyse par éléments finis et cela en fonction des résultats recherchés : (i) les analyses globales visant essentiellement à déterminer la réponse structurale de l'ensemble de l'ouvrage, et (ii) les analyses locales concentrées sur l'étude détaillée d'une zone d'intérêt limitée de l'ouvrage.

Pour l'analyse linéaire transitoire, des modèles numériques seront développés avec le logiciel CSI Bridge (CSI, 2011). La catégorie de ponts 1 représente un type de pont ayant une géométrie régulière et symétrique, le tablier est continu avec deux travées de 35 m chacune et d'une largeur de 15 m (*Voir* Figure 2.6). Il convient de mentionner que, d'après les statistiques, la longueur totale des ponts de deux travées ayant un tablier composé d'une dalle reposant sur des poutres en béton n'excède pas 70 m.

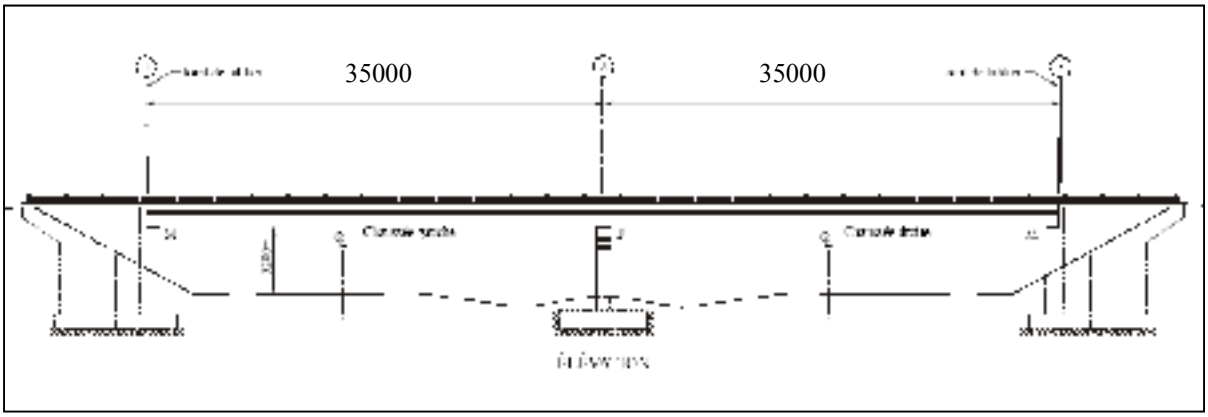


Figure 2.6 Catégorie de ponts 1, vue en élévation (dimensions en millimètres)
Tirée de Galy (2009, p. 80)

La catégorie de ponts 2 représente un type de pont ayant une irrégularité longitudinale (*Voir* Figure 2.7).

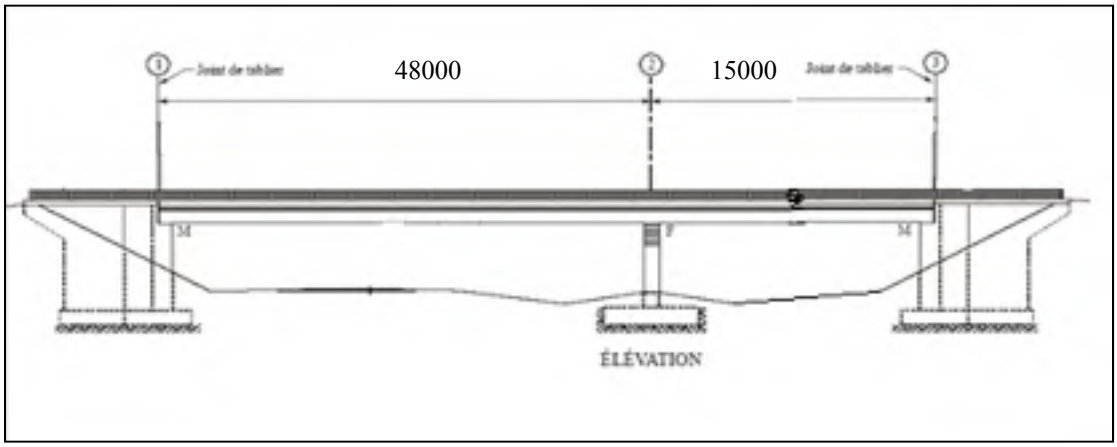


Figure 2.7 Catégorie de ponts 2, vue en élévation (dimensions en millimètres)

La catégorie de ponts 3 représente un type de pont simplement appuyé à une seule travée (*Voir* Figure 2.8).

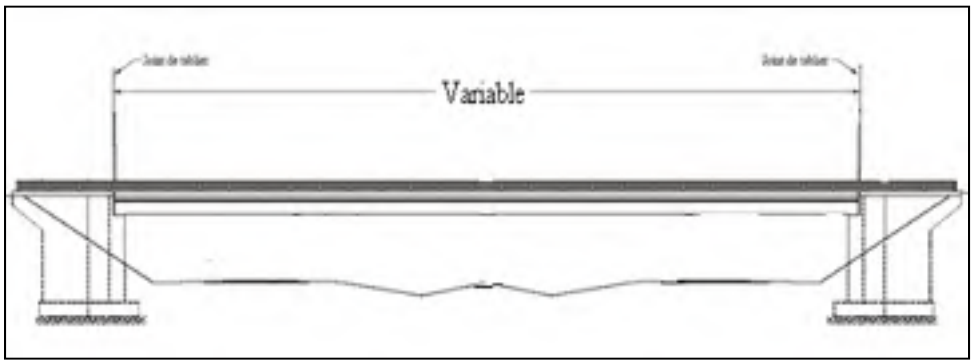


Figure 2.8 Catégorie de ponts 3

2.2.1 Superstructure

Le tablier est constitué d'éléments poutres, ses caractéristiques sont représentées dans la Figure 2.8. On pose l'hypothèse que le comportement du tablier demeure élastique sous

sollicitation sismique du fait des charges très importantes pour lesquelles il est dimensionné, on utilise les rigidités dans le plan non fissurées en flexion (EI_g) et en cisaillement ($5/6GA_g$).

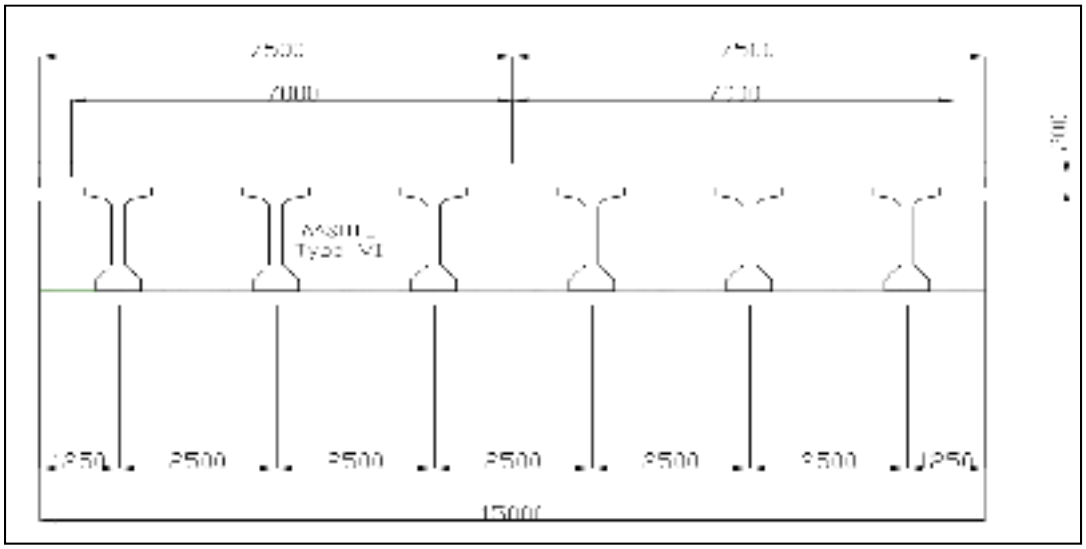


Figure 2.9 Coupe transversale du tablier (dimensions en millimètres)

En plus, on admettra que le tablier est un bloc rigide indéformable. De ce fait, un diaphragme a été considéré pour les joints dans les sens longitudinal et transversal. Ceci permet, entre autres, de limiter l'apparition des modes de vibration parasites.

2.2.2 Piles

L'expérience acquise en matière d'étude du comportement des ponts lors des séismes précédents montre que leur intégrité dépend essentiellement du comportement des piles. De ce fait, il faut porter une attention particulière lors de leur modélisation. Pour tenir compte de la fissuration de ces éléments lors des secousses, on considère une rigidité effective en flexion égale à 0.69 EI_g et $0.69A_{vg}$ pour les déformations en cisaillement, avec $A_{vg} = 5/6\ A_g$ (Priestley, Seible et Calvi, 1996). La méthode de calcul de la rigidité effective ainsi que la vérification des dimensions des colonnes sont présentés dans l'ANNEXE I. Afin de négliger les déformations du chevêtre, un diaphragme a été crée pour les joints de ce dernier. La géométrie des piles du pont est représentée sur la Figure 2.9.

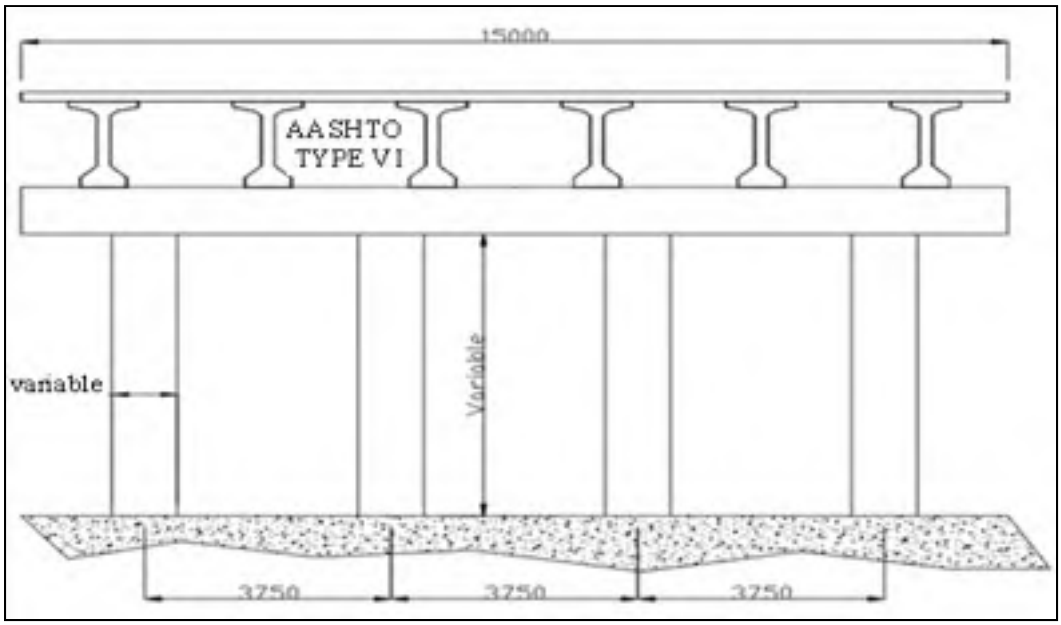


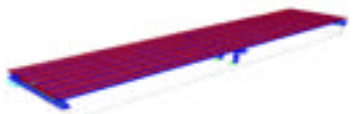
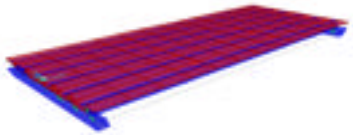
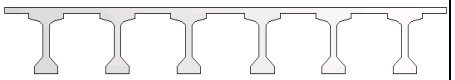
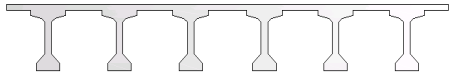
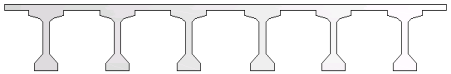
Figure 2.10 Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile
Tirée de Galy (2009, p. 80)

Il est évident qu'il existe une interaction entre l'ouvrage et le sol puisque la réponse sismique de la structure dépend, non seulement, des propriétés mécaniques et physiques de l'ouvrage mais aussi de la nature du mouvement du sol. Pour réduire la complexité de l'analyse à effectuer, on considère que le sol est peu déformable vis-à-vis de la structure et par conséquent, on considère que les piles sont parfaitement encastrées dans le sol (Davidovici, 1999). La configuration structurale des trois catégories de ponts est représentée dans le Tableau 2.1.

2.2.3 Catégorie d'emplacement

La catégorie d'emplacement est nécessaire pour déterminer le spectre qui va être utilisé lors de l'étude dynamique. D'après l'inventaire de ponts fourni par la ville de Québec, 37% des ouvrages sont fondés sur des sols de classe C (*V*oir Tableau 1.13).

Tableau 2.1 Configuration des modèles de ponts

	Catégorie de ponts 1	Catégorie de ponts 2	Catégorie de ponts 3
			
TYPE (MTQ)	 Pont de type 42 (poutres AASHTO type 6)	 Pont de type 42 (poutres AASHTO type 6)	 Pont de type 42 (poutres AASHTO type 6)
Nombre de travées	2 travées (pont régulier)	2 travées (pont irrégulier)	1 travée simplement appuyée
Longueur totale du pont	70 m	63 m	35 m
Longueur des travées	L1=L2= 35m	L1=48m, L2=15m	35m
largeur du pont	15 m	15 m	15 m
Type de pile	Pile à 4 colonnes	Pile à 4 colonnes	S/O

D'après le Tableau A.3.1.1 du code CAN/CSA-S6-06, le rapport d'accélération A de la ville de Québec est 0,2. En utilisant les Tableaux 1.1 et 1.2, la zone de rendement sismique, pour un pont d'urgence est de 3. Donc, la valeur du coefficient de modification K est 1.5.

2.3 Choix des paramètres

Afin d'organiser au mieux les essais et d'obtenir le maximum de renseignements, comme il a été mentionné, trois modèles ont été choisis pour mener cette étude. Il est à noter que la formule de N donnée par le code est fonction des trois paramètres (hauteur de la pile, longueur de la travée et biais du pont).

Les modèles de la catégorie de ponts 1 sont réguliers (L_1=L_2= 35m), les valeurs attribuées à la hauteur de la pile (H) sont 4 et 12m tandis que celles du biais sont 0º, 30º et 60º. Par contre, le diamètre de la colonne varie en fonction de la hauteur de la pile (*Voir* Tableau 2.2)

Tableau 2.2 Variation du diamètre en fonction de la hauteur de la colonne

	Catégorie de ponts 1	
Hauteur de la colonne (m)	4	12
Diamètre de la colonne (m)	1	2

Les modèles de la catégorie de ponts 2 sont des ponts irréguliers, dont les longueurs L_1 et L_2 sont égales respectivement à 48m et 15 m avec un biais variant de 0 à 60°. Pour ces modèles de ponts, la valeur de H est fixée à 8m. Le but pour le choix de ces modèles est de distinguer l'influence de la répartition des travées sur le comportement sismique des ponts. Les Figures 2.11 et 2.12 montrent la variation des paramètres pour les catégories de ponts 1 et 2 respectivement.

Les modèles de catégorie de ponts 3 ont une seule travée, les valeurs attribuées à la longueur du tablier sont 35m et 45 m, les valeurs du biais sont 0º, 30º et 60º. La Figure 2.13 montre la variation des paramètres pour les modèles de catégorie de ponts 3.

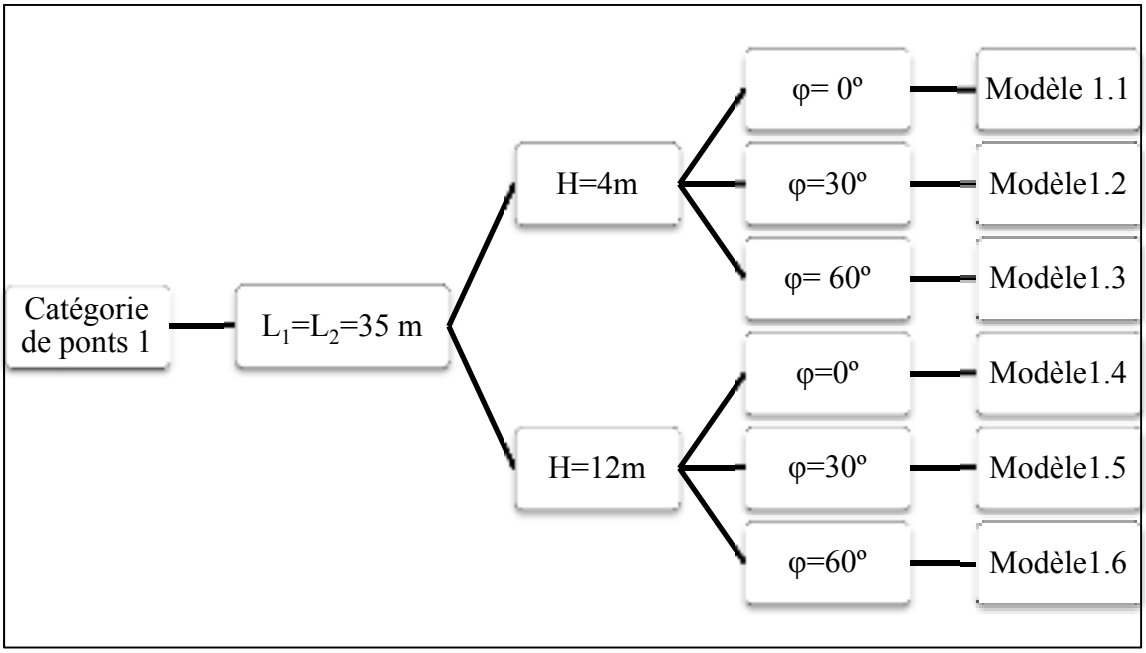


Figure 2.11 Variation des paramètres des modèles de catégorie de ponts 1

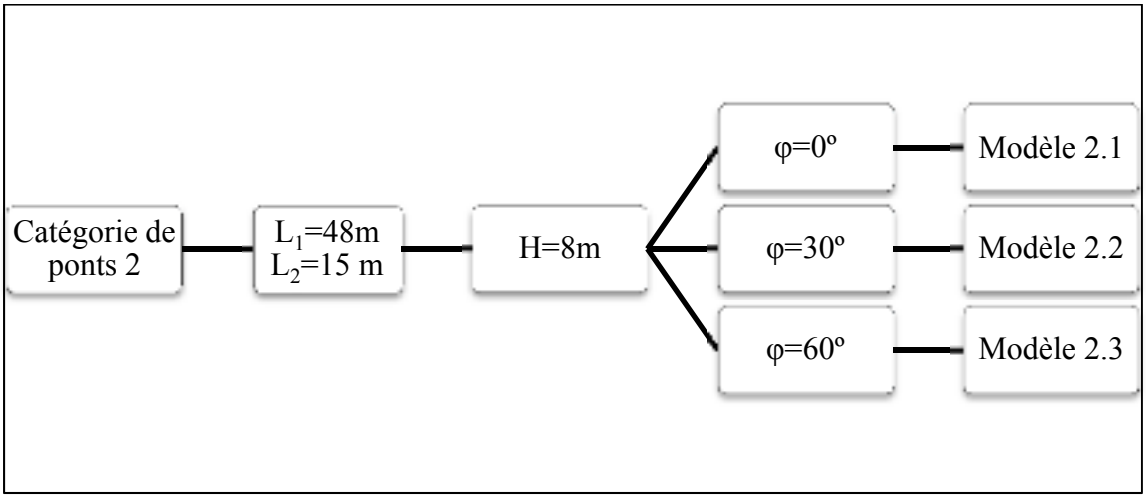


Figure 2.12 Variation des paramètres des modèles de catégorie de ponts 2

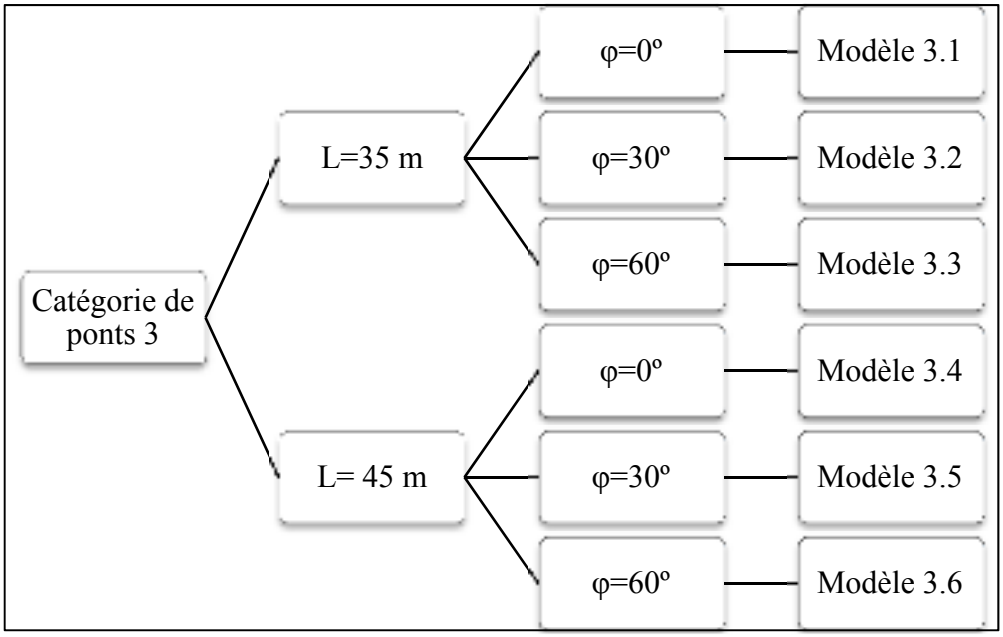


Figure 2.13 Variation des paramètres des modèles de catégorie de ponts 3

2.4 Type d'analyse retenue

Dans le cadre de cette étude, l'analyse dynamique temporelle élastique sera prise en compte. Elle exige une certaine maîtrise de la part de l'utilisateur, mais en revanche, elle permet d'accéder à une quantité appréciable de résultats, qui seront facilement exploitables sans le recours aux hypothèses du type recombinaison modale.

2.5 Synthèse et conclusion

En se référant à une banque de données de la ville de Québec dénombrant toutes les structures ainsi que leur type (défini selon la classification du Ministère des transports du Québec, MTQ) (Nollet, LeBoeuf et Khaled, 2008), trois catégories de ponts ont été générées. Ces catégories de ponts sont représentatifs des ouvrages qu'on retrouve sur le réseau routier nord-américain, ce qui permettra de généraliser les conclusions tirées de cette étude.

Une étude paramétrique pour ces modèles est nécessaire. Ces modèles présentent l'avantage de montrer les effets de la variation le la longueur du tablier, la hauteur des piles et le biais du

pont sur la longueur d'appui minimale requise pour accommoder les déplacements sismiques des tabliers. Selon les statistiques présentées dans ce chapitre les trois catégories de ponts représentent 83% des ponts de la ville de Québec.

CHAPITRE 3

SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES

Le présent chapitre a pour objectif la sélection des acclélérogrammes pour mener l'analyse linéaire, la transformation de ces accélérogrammes pour un profil de sol de classe C, ainsi que la procédure de la calibration des spectres de mouvements de sol pour les rendre compatibles au spectre cible.

3.1 Représentation temporelle du mouvement sismique

Comme il a été mentionné à la section 1.2.3, les mouvements sismiques sont restitués par un sismographe, sous forme de représentation analogique, du déplacement, de la vitesse ou de l'accélération en fonction du temps. Les accélérogrammes représentent les enregistrements qui correspondent à l'accélération et constituent l'intrant principal dans l'analyse dynamique des structures.

L'accélérogramme est une fonction qui varie d'une manière irrégulière et rapide autour de zéro pendant quelques dizaines de secondes (*Voir* Figure 3.1). Il est généralement décomposé en trois phases : (i) une phase initiale où l'accélération est faible, (ii) une phase forte pendant laquelle l'accélération atteint un maximum suivi d'une phase modérée, (iii) une phase faible où l'accélération converge vers zéro. Pour conduire une analyse sismique d'un ouvrage, la durée de la phase forte est la plus significative parce qu'elle représente le temps requis pour obtenir le maximum de l'énergie de la secousse.

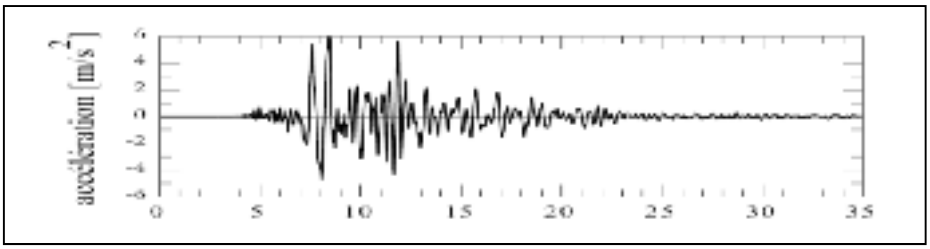


Figure 3.1 Accélérogramme enregistré : séisme de Kobe 1995 (Japon)
Tirée de P.Lestuzzi (2007, p. 14)

Étant donné que deux séismes successifs ne se ressemblent pas en termes de magnitude et du contenu fréquentiel, un enregistrement est donc unique et il n'est pas représentatif de l'ensemble des mouvements sismiques pouvant survenir en un site donné. De ce fait, l'un des enjeux cruciaux de l'analyse dynamique transitoire est la sélection des accélérogrammes pour satisfaire les exigences du code. La démarche préconisée consiste à retenir plusieurs accélérogrammes pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse. Les accélérogrammes peuvent provenir ou être obtenus à partir de :

- un phénomène naturel (accélérogramme naturel);
- un signal synthétisé.

La dernière source d'information représente des accélérogrammes artificiels.

3.1.1 Accélérogrammes naturels ou historiques

Il existe deux types d'études pour établir les accélérogrammes des séismes futures : études théoriques ou expérimentales (Milan, 1996). Les accélérogrammes réels (historiques) sont obtenus en utilisant la méthode expérimentale, qui consiste à enregistrer des mouvements forts directement sur le terrain.

Les accélérogrammes historiques représentent une mine d'informations sur la nature et les caractéristiques du mouvement de sol (l'amplitude, la fréquence, la durée, et le contenu énergétique), en plus ils reflètent tous les facteurs qui influencent les accélérogrammes

naturels (les caractéristiques de la source, le chemin et le site) (Fahjan, 2008). Cependant, des accélérogrammes historiques, d'intensité suffisamment élevée pour représenter les exigences du code ne sont pas toujours disponibles. C'est le cas pour le Québec, où le séisme le plus fort ayant été enregistré est celui du Saguenay dont l'accélération de pointe au sol (PGA) était de 2 ou 3 fois inférieure au niveau du code.

3.1.2 Accélérogrammes artificiels

Le recours aux accélérogrammes artificiels est dû au manque de séismes historiques, cela a amené les sismologues et ingénieurs à développer des enregistrements sismiques artificiels.

Les accélérogrammes artificiels sont générés sous forme de séries temporelles construites mathématiquement dans le but de reproduire du mieux possible les caractéristiques des séismes naturels. Ils sont classés en deux groupes selon le type de leur simulation : (i) stationnaire, (ii) non stationnaire. En fait, les accélérogrammes synthétisés à partir d'une simulation stationnaire présentent un contenu fréquentiel invariable en fonction du temps. La phase de forte accélération n'apparait pas dans ce cas (*Voir* Figure 3.2 a).

Selon les travaux de Lestuzzi, Badoux et Selami (2008), la simulation stationnaire conduit à une sous-estimation de la demande de ductilité dans le cas d'une analyse non linéaire. Donc, elle ne convient que dans le cas du comportement élastique de la structure. Ces auteurs conviennent qu'une simulation non stationnaire est plus appropriée (*Voir* Figure 3.2 b).

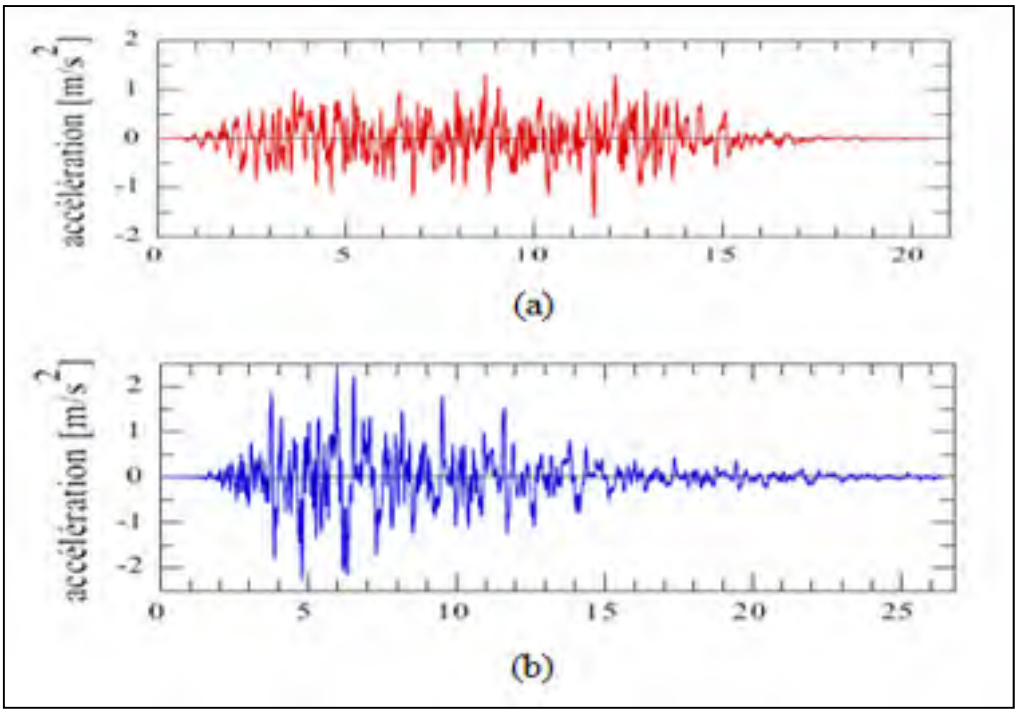


Figure 3.2 Accélérogrammes artificiels : (a) stationnaire, (b) non stationnaire
Tirée de P.Lestuzzi (2007, p. 14)

Cependant, selon une recherche bibliographique effectuée par Galy (2009) dans le cadre de sa recherche sur l'effet de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec, les accélérogrammes artificiels sont générés de manière à ce que leur spectre de réponse soit supérieur à celui du spectre défini par le code. Cela conduit à des résultats conservateurs.

3.2 Choix des accélérogrammes

Dans le cadre de cette recherche, le choix des accélérogrammes représente une étape fondamentale. Ces accélérogrammes sont utilisés pour réaliser des analyses temporelles qui permettent de caractériser le comportement des structures à étudier.

3.2.1 Spécificités de la région de Québec

Avant la sélection et l'utilisation des accélérogrammes historiques enregistrés dans la région, il serait préférable de mentionner quelques caractéristiques de cette région du point de vue sismique.
L'origine des tremblements de terre au Québec est basée sur deux hypothèses. La première stipule que l'activité sismique dans l'Est du Canada est liée à des champs de contraintes régionales qui provoquent des mouvements brusques le long d'anciennes fractures du bouclier Canadien. La fragilité des failles de cette région pourrait être due à un impact d'une météorite, il y a 350 millions d'années (RNCAN, 2009).

D'autre part, la plupart des séismes qu'a connus la province du Québec ainsi que les grands séismes comme celui du Saguenay (1988) se sont produits le long des failles du système de paléo-rift du Saint-Laurent et non pas à l'intérieur du rayon d'influence de l'impact météoritique (Lamontagne et al., 1991). Cet état de fait confirme une deuxième hypothèse formulée en 1996 qui avance que la sismicité de l'Est du Canada et celle de Charlevoix sont causées par le jeu de failles dans le rift paléozoïque le long du fleuve Saint- Laurent.

La région de Québec a connu plusieurs séismes dont la majorité sont considérés comme des séismes régionaux (épicentre inférieur à 100 km) et quelques séismes locaux dont l'épicentre est inférieur à 50 km. Donc, lors de la sélection des accélérogrammes, la prise en compte de ces paramètres est nécessaire (Lamontagne, 2008).

Par ailleurs, la sélection, l'utilisation ainsi que le calibrage des accélérogrammes sur les spectres cible de la région, représentent les questionnements des dernières recherches dans le domaine de l'analyse dynamique. Cet état de fait provoque des débats controversés (Davi et Bouchon, 2003).

La sélection des accélérogrammes historiques, pour mener une analyse dynamique, se fait de la manière suivante (Filiatrault, 1996):

- sélection des accélérogrammes historiques enregistrés dans la région de l'emplacement de l'ouvrage;
- sélection des accélérogrammes historiques enregistrés dans les régions éloignées de l'emplacement de l'ouvrage, mais ayant des paramètres sismiques compatibles avec ceux enregistrés dans la région où l'ouvrage est implanté.

3.2.2 Recommandations

Dans le cadre d'une analyse dynamique transitoire, l'évaluation de la réponse sismique d'une structure requiert l'utilisation d'un minimum de trois accélérogrammes (FEMA, 2000). Cette recommandation a pour but d'étudier l'influence du contenu fréquentiel, de l'amplitude de l'accélération et de la durée de l'excitation de ces accélérogrammes sur le comportement sismique de la structure.

Le FEMA recommande de prendre, comme valeurs critiques, les valeurs maximales quand le chargement sismique est représenté par trois accélérogrammes et de prendre la moyenne si le nombre des accélérogrammes est supérieur ou égal à quatre.

Dans le cadre de cette étude, cinq enregistrements de trois séismes historiques ont été choisis pour évaluer la capacité sismique des modèles générés lors des analyses temporelles linéaires. Il s'agit du séisme de Saguenay en 1988, de celui de Nahanni en 1985 et de celui de Val des Bois en 2010, près d'Ottawa. Ces accélérogrammes représentent des tremblements de terre intra-plaque spécifiques de l'Est du Canada et ont été enregistrés sur le roc.

Pour le séisme du Saguenay, les enregistrements provenant des sites Chicoutimi Nord, les Éboulements et Saint-André ont été retenus, et les enregistrements provenant de la station Battlement Creek-S3 pour le séisme de Nahanni. Les caractéristiques de ces séismes sont présentées au Tableau 3.1. Les composantes horizontales horthogonales ont été pris en considération.

Tableau 3.1 Caractéristiques des accélérogrammes utilisés

N^{O}	Séismes	M_w	R (Km)
1	Saguenay (Nov-1988),Chicoutimi Nord	5,7	43
2	Saguenay (Nov-1988),Les Éboulements	5,7	90
3	Saguenay (Nov-1988),Saint-André	5,7	64
4	Nahani (Dec-1985),Battlement Creek-S3	6,5	24
5	Val des bois (Juin-2010)	5	51

3.2.3 Séisme de Saguenay 1988

Le tremblement de terre du Saguenay s'est produit le vendredi 25 novembre 1988 à 35 km au sud de Chicoutimi, soit à 75 km au nord de la zone sismique de Charlevoix-Kamouraska. C'est le plus fort tremblement de terre de l'Est de l'Amérique du Nord durant les 53 dernières années (Cajka et Drysdale, 1996), sachant que cette région est considérée comme inactive du point de vue sismique. D'après la Commission Géologique du Canada, ce séisme avait une magnitude de moment sismique M_w 5,9 et était caractérisé par un fort contenu énergétique pour les hautes fréquences, ce qui correspond aux séismes types de l'Est du Canada. Sur l'échelle de Mercalli Modifiée (MM), ce séisme fut ressenti avec une intensité maximale de VII (*Voir* Figure 3.3), Les accélérogrammes et leur spectre de réponse sont représentés dans les Figures 3.4, 3.5 et 3.6.

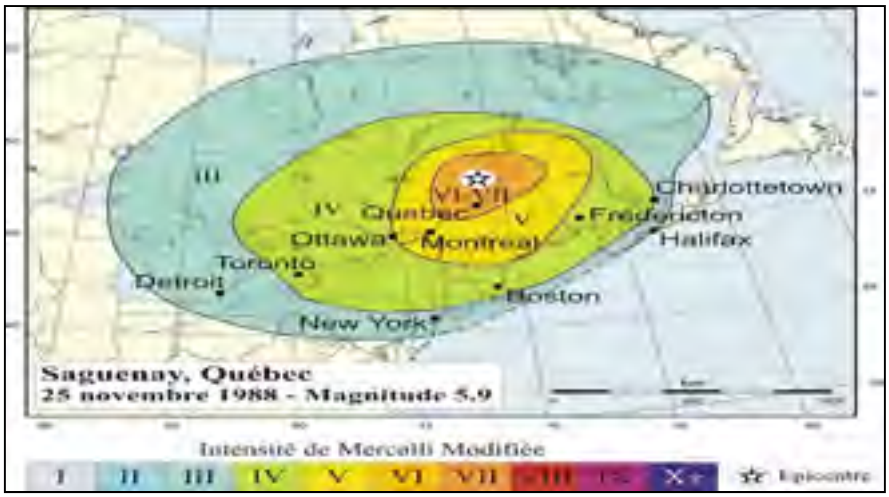


Figure 3.3 Intensité du séisme du Saguenay sur l'échelle de Mercalli.
Tirée de Cajka et Drysdale (1996, p. 2)

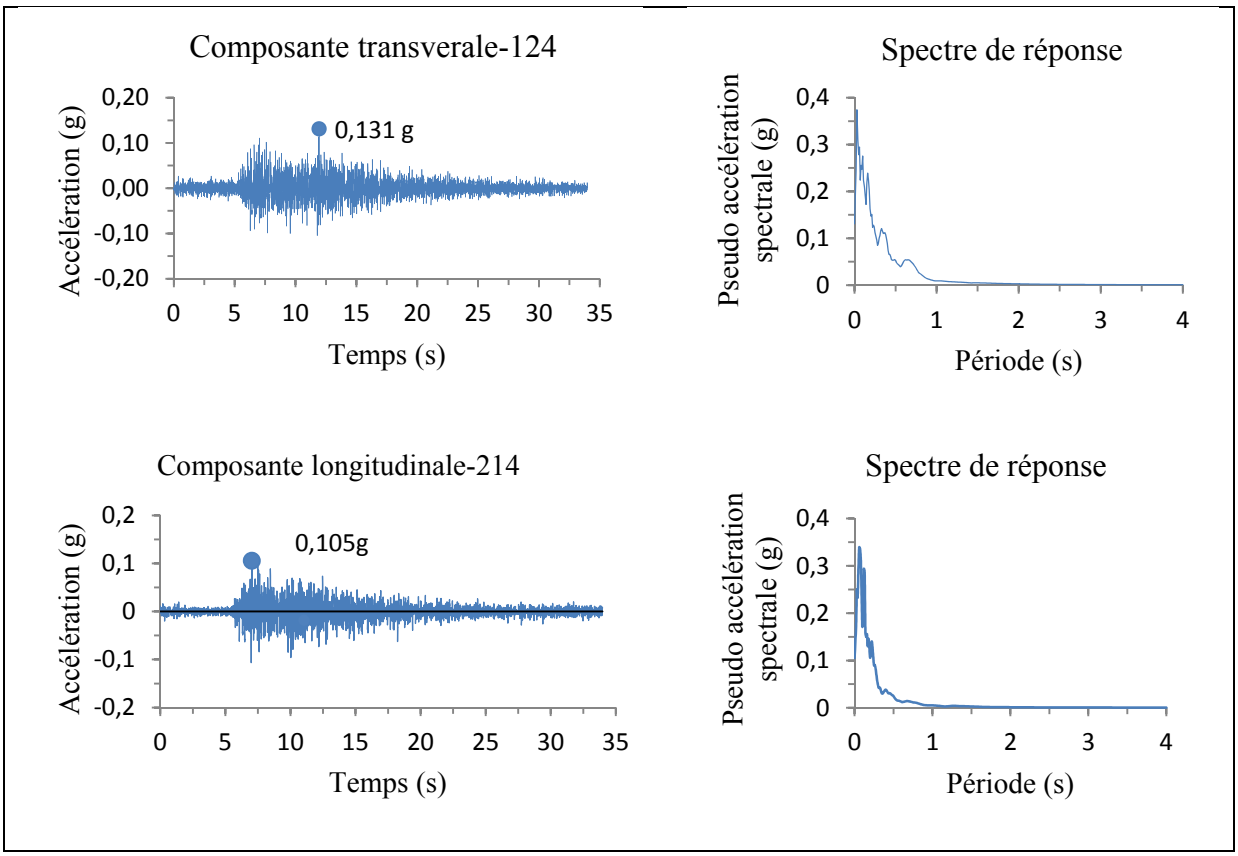


Figure 3.4 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay (station Chicoutimi Nord)

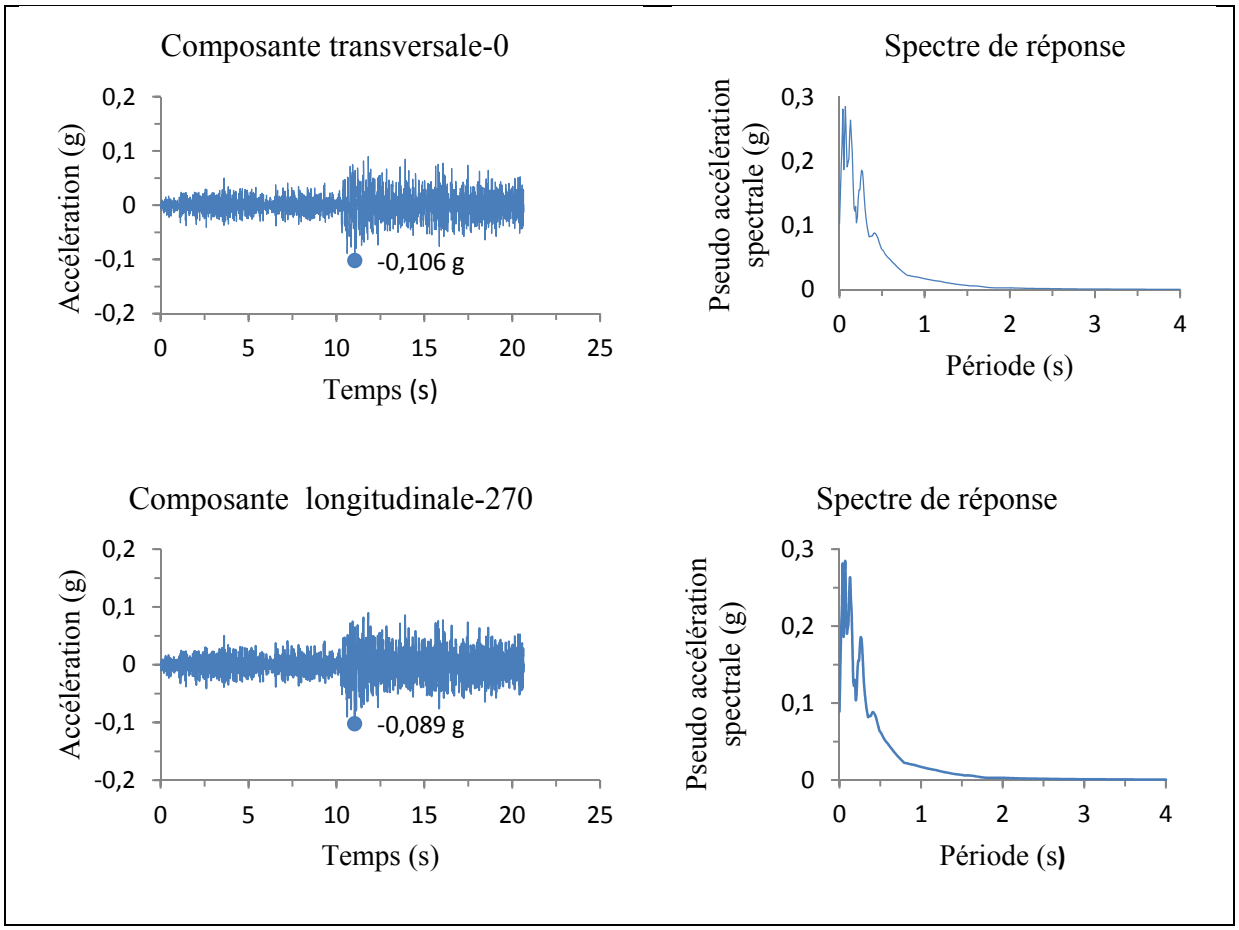


Figure 3.5 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay (station Les Éboulements)

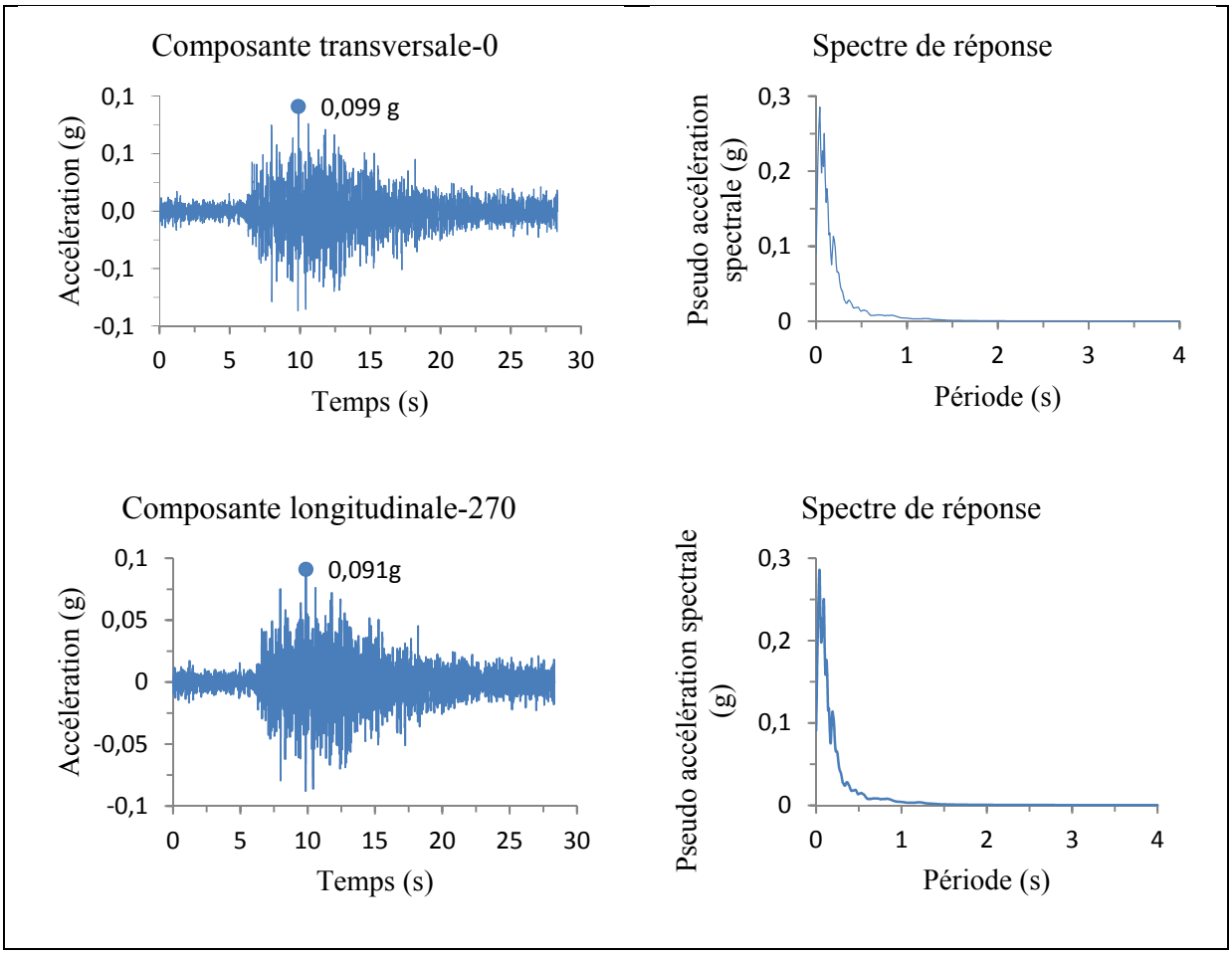


Figure 3.6 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay (station Saint-André)

3.2.4 Séisme de Nahanni 1985

Le 23 Décembre 1985, un tremblement de terre de magnitude 6.9 a frappé la région de la Nahanni. L'épicentre de ce séisme est situé au milieu d'une plaque continentale et cette secousse peut être expliquée par deux plans de faille. Ce séisme conviendra à l'étude d'une structure au Québec étant donné son contenu fréquentielle élevé, typique des séismes de l'Est du Canada. Sur l'échelle de Mercalli Modifiée (MM), ce séisme fut ressenti avec une intensité maximale de V (*Voir* Figure 3.7). L'accélérogramme et son spectre sont représentés dans la Figure 3.8

Figure 3.7 Intensité du séisme de Nahanni
Tirée de RNC (2013)

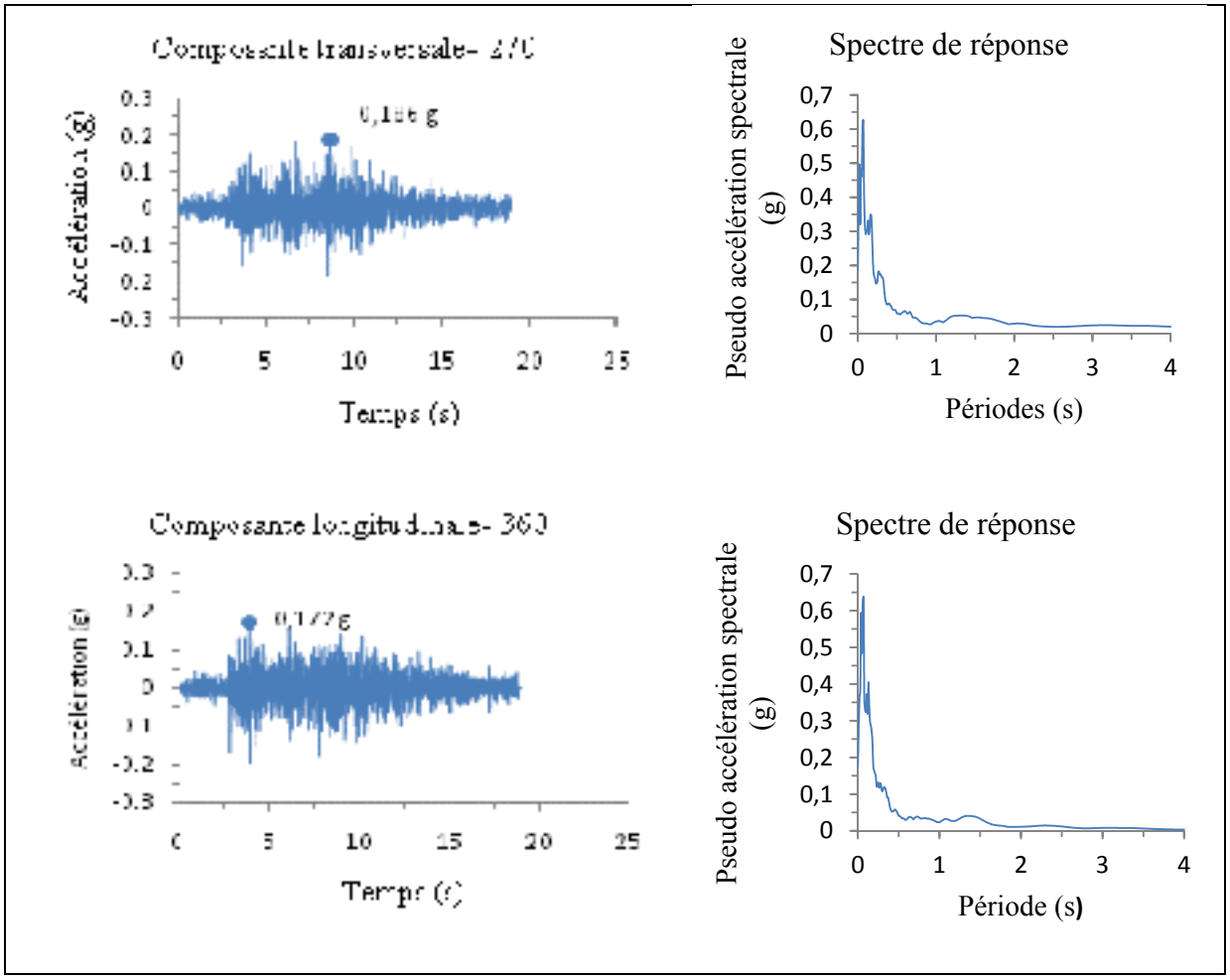


Figure 3.8 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Nahanni

3.2.5 Séisme de Val des Bois 2010

Le 23 juin 2010, la ville d'Ottawa a été secouée par un séisme de magnitude 5. L'épicentre est situé à 35 km au nord de Buckingham, précisément au lac Écho, à Val-des-Bois, à 51 kilomètres au nord-est d'Ottawa. Au cours des deux derniers siècles, les secousses ressenties à Ottawa pendant le tremblement de terre sont considérées comme les plus fortes. Par contre la quantité d'énergie dégagée est nettement inférieure à celle des secousses utilisées dans le Code national du bâtiment. Les accélérogrammes et leurs spectres correspondants sont représentés dans la Figure 3.9.

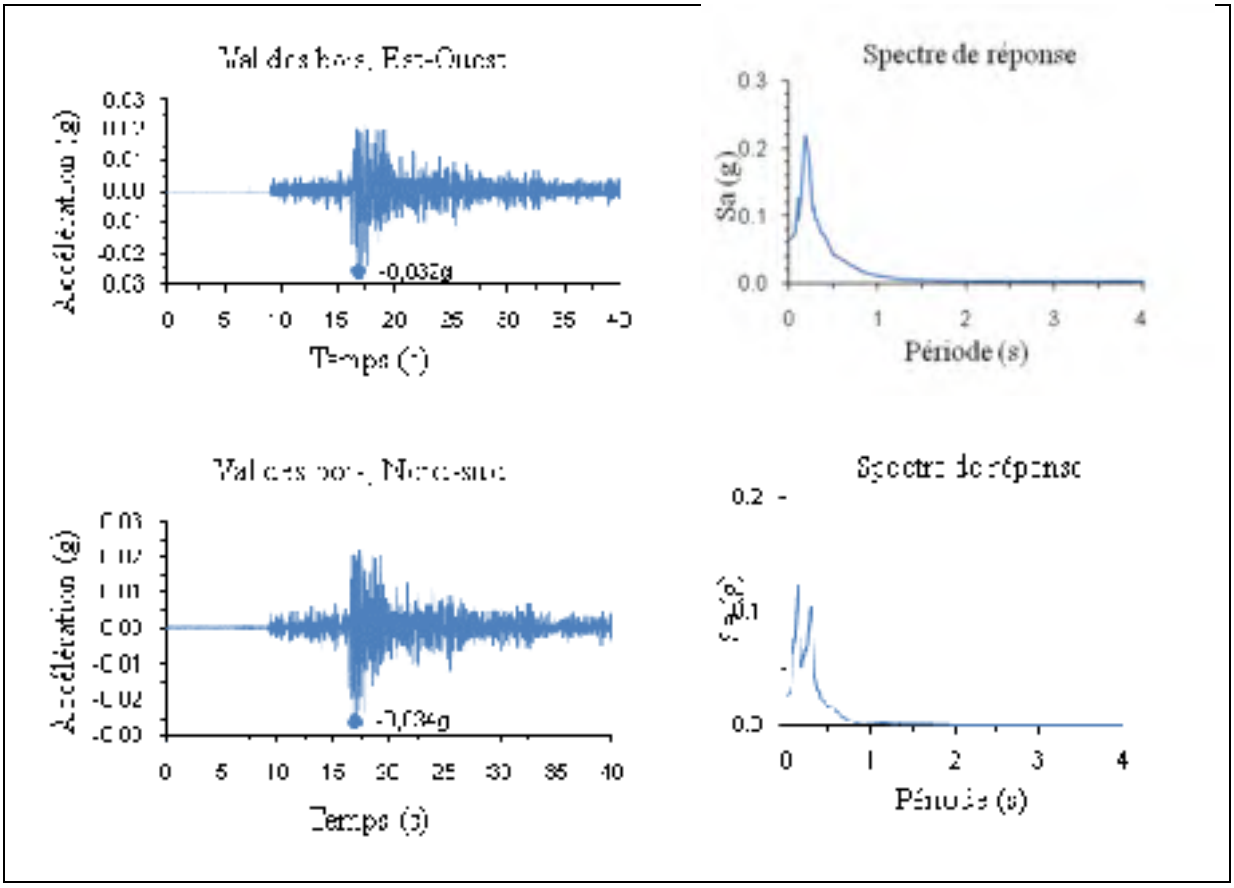


Figure 3.9 Accélérogrammes et spectres de réponse pour le séisme Val des bois

CHAPITRE 4

TRANSFORMATION ET CALIBRATION DES SIGNAUX SISMIQUES

Étant donné que les accélérogrammes choisis sont enregistrés avec des stations installées directement au roc, il convient de les transformer pour une catégorie d'emplacement choisie si elle diffère. Il est à noter que les spectres résultant des accélérogrammes transformés, soient les spectres obtenus une fois qu'ils ont traversé les profils du sol, doivent être calibrés à un spectre cible afin que les accélérogrammes qui en découlent puissent être utilisés pour les analyses temporelles.

Pour ce faire, il faut choisir en premier, une catégorie d'emplacement et définir un profil de sol à travers lequel traversent les accélérogrammes.

4.1 Catégorisation sismique des sites

Les normes CSA-S6-06 et AASHTO 2005 classent les sols en 4 catégories (voir chapitre 1). Cette classification est peu détaillée comparativement à celle du CNBC 2010. De ce fait, il serait préférable de prendre en considération la classification proposée par le CNBC 2010. Dans cette classification, plusieurs paramètres sont considérés pour classer un profil du sol : la vitesse moyenne des ondes de cisaillement (V_s), la résistance moyenne à la pénétration standard (N_{60}) et la résistance du sol non drainé au cisaillement (S_u). Dans le cadre de cette étude, la classe de sol est C.

4.2 Analyse de la réponse du sol soumis à des mouvements sismiques

Dans ce chapitre, nous allons voir comment des accélérogrammes enregistrés au roc se transforment lorsqu'ils traversent des sols plus ou moins mous. La réponse d'un sol soumis à une sollicitation sismique se fait à l'aide du logiciel Shake2000 (Ordonez, 2004).

La transformation des accélérogrammes s'effectue sur un sol homogène de 30 m de profondeur. On considère que ce dépôt est composé de 10 couches ayant 3 m d'épaisseur chacune (*Voir* Figure 4.1). Selon l'article 4.1.8.4 du code national du bâtiment CNBC 2010, la valeur de la vitesse de propagation des ondes doit être comprise entre 360 et 760 m/s. On définit une vitesse de propagation moyenne égale à 560 m/s, l'amortissement est pris à 5% et le poids volumique à 20 KN/m^3 (*Voir* Tableau 4.1).

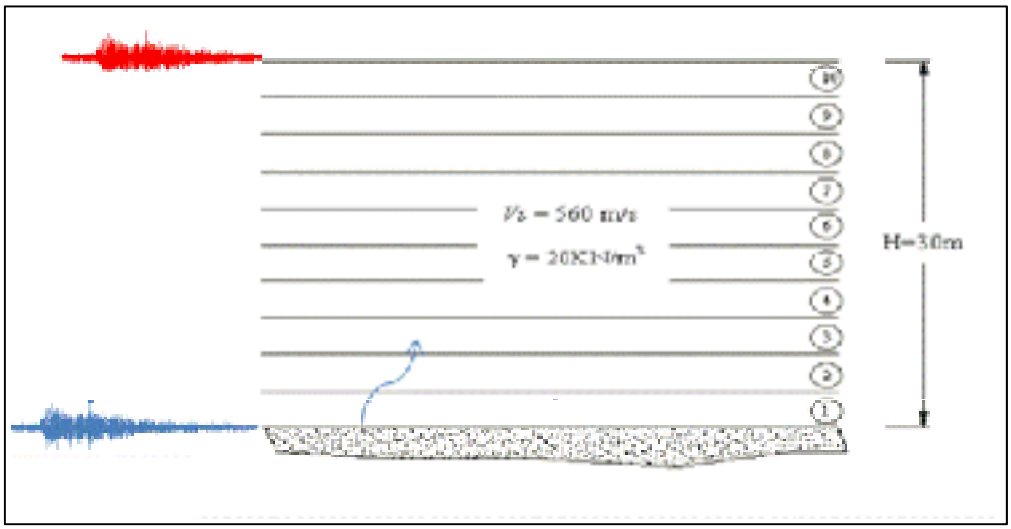


Figure 4.1 Profile d'un sol de classe C pris en compte lors de l'étude
Adaptée de Khaled et al. (2007)

Tableau 4.1 Caractéristiques du profil du sol choisi

Catégorie de site CNBC 2005 art. 4.1.8.4	**Modèle de transformation (G/Gmax & β)**	**Poids volumique (KN/m^3)**	**Vitesse des ondes de cisaillement (m/s)**
C	Sand Average - Seed et Idriss (1970)	20	560

4.3 Modélisation du profil de sol

Une fois le profil de sol défini, les accélérogrammes sélectionnés ont été utilisés pour être transformés à l'aide du logiciel Shake2000 comme il a été mentionné ci-dessus. Shake2000 est un logiciel d'analyse linéaire unidimensionnelle qui permet d'étudier le comportement d'un dépôt de sol soumis à des sollicitations sismiques. Les hypothèses de ce logiciel sont les suivantes (Ordonez, 2004):

- les couches de sol modélisées sont considérées comme infiniment longues dans la direction horizontale;
- seulement la propagation verticale des ondes de cisaillement est considérée;
- le dépôt est modélisé par plusieurs couches de sol ayant différentes propriétés dynamiques telles que la masse volumique (ρ), le facteur d'amortissement (ξ) et le module de cisaillement (G);
- un accélérogramme peut être spécifié à n'importe quelle couche et le logiciel calculera la réponse de chacune des couches du dépôt de sol;
- la non-linéarité du sol n'est pas directement considérée dans l'analyse. Toutefois, l'approche itérative utilisée par le logiciel permet de modifier l'amortissement et le module de cisaillement du sol (G) en fonction du niveau de contrainte observé.

Dans le cadre de cette étude, la base est sollicitée par des accélérogrammes des séismes de Saguenay, Nahanni et de Val des bois. La réponse en champ libre est associée à la propagation des ondes de cisaillement à travers les 10 couches, elle est déterminée au niveau de la dernière couche de ce dépôt.

Les accélérogrammes et leur spectre de réponse du séisme de Saguenay (station Chicoutimi nord), selon les deux directions orthogonales horizontales, sont présentés à la Figure 4.2. Les accélérogrammes des autres séismes ainsi que leur spectre de réponse sont présentés dans l'ANNEXE III.

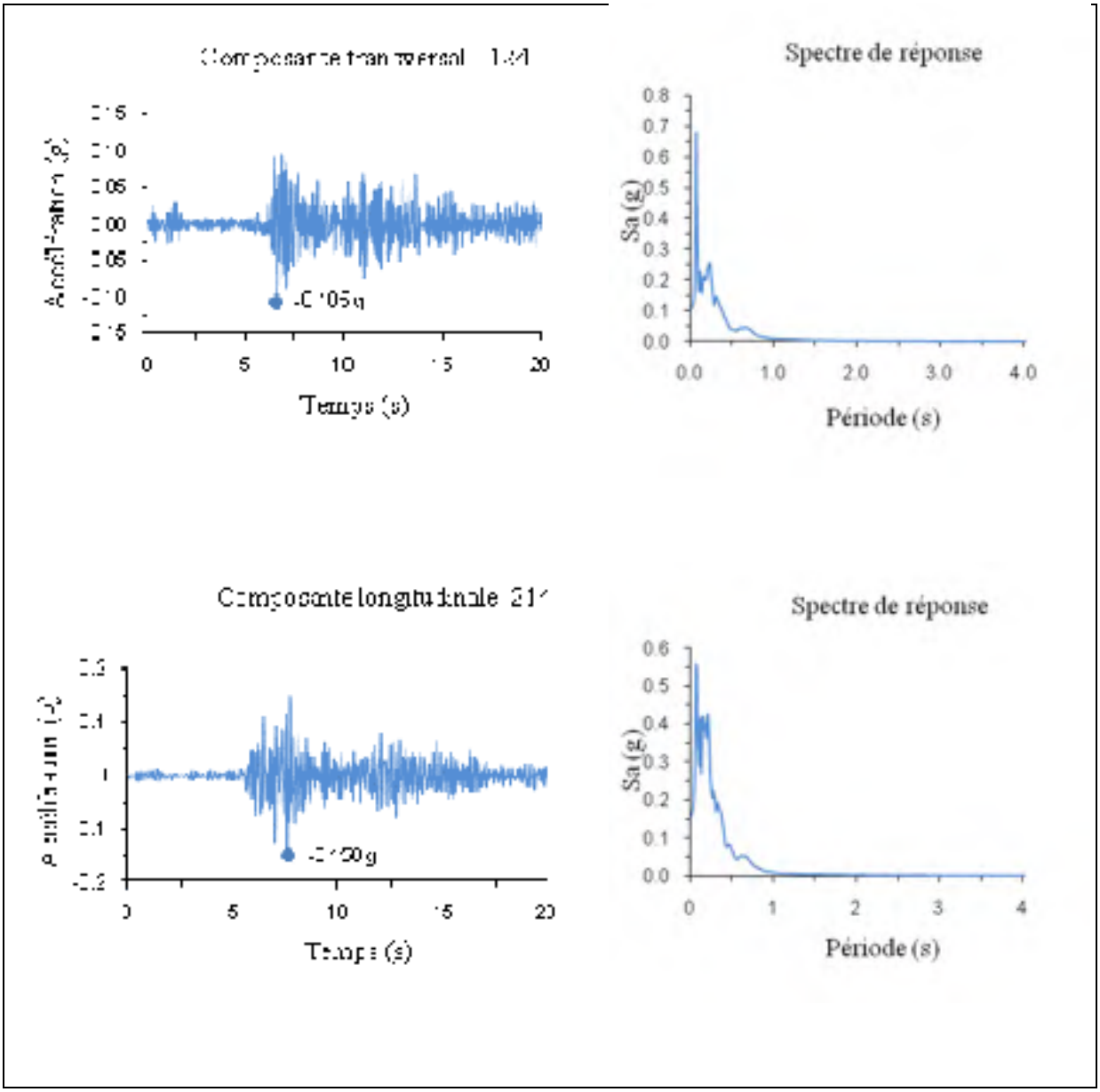


Figure 4.2 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay après transformation, station Chicoutimi Nord

4.4 Calibration des accélérogrammes

Il convient de signaler que les spectres de réponse des accélérogrammes transformés doivent être calibrés sur un spectre cible lorsqu'on désire avoir la même énergie sous ces spectres. Le but est donc de faire correspondre le séisme au spectre de réponse de la ville de Québec. Le

spectre donné par le CNBC 2010 pour la ville de Québec provient du commentaire J du guide de l'utilisation du CNBC 2010, considérant un modèle robuste avec une valeur médiane (50 percentile pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans) de l'accélération spectrale pour des périodes T de 0.2s, 0.5s, 1s et 2s. Ces valeurs sont reproduites au Tableau 4.2 et le spectre est illustré à la Figure 4.3.

Tableau 4.2 Données sismiques spectrales
de la ville de Québec

Période (s)	**Accélération spectrale (Sa) (g)**
0	0,55
0,2	0,55
0,5	0,32
1	0,15
2	0,052

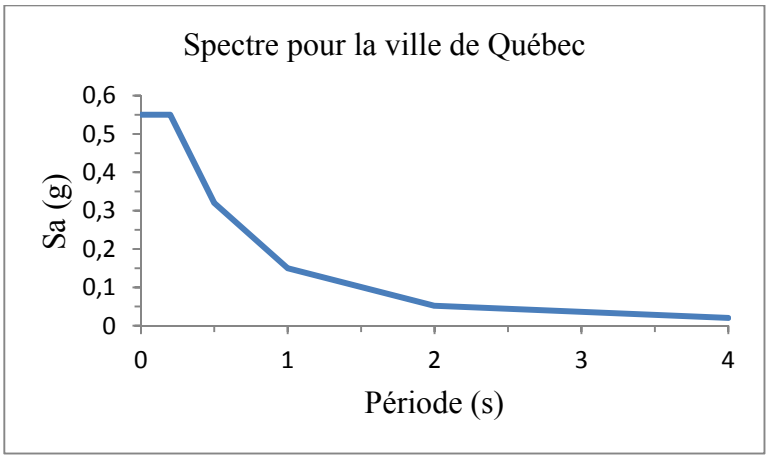


Figure 4.3 Spectre uniforme de la ville de Québec
défini par le CNB 2010

Il existe principalement deux méthodes pour calibrer les spectres de réponse : la calibration dans le domaine temporel ou dans le domaine fréquentiel. Ces deux méthodes permettent de modifier les spectres de réponse pour qu'ils puissent correspondre à un spectre prédéfini

préalablement (spectre cible : celui du CNBC 2010 dans le cas de cette étude). Cependant, il est préférable de calibrer les séismes en gardant à l'esprit que le spectre de risque établi par le CNBC 2010 représente une enveloppe médiane de spectre de réponse maximum où des valeurs spectrales peuvent dépasser de part et d'autre cette enveloppe de façon raisonnable.

Il a été mentionné, dans la littérature, que les séismes de l'est du Canada sont caractérisés par un contenu énergétique, pour les hautes fréquences, plus élevé que dans l'ouest canadien, ce qui complique la calibration des spectres des séismes dans le domaine temporel (Léger et Leclerc, 1996).

Pour contrer ce problème, la calibration dans le domaine fréquentiel est préconisée. Cette méthode permet d'avoir la même énergie sous les spectres de réponse et le spectre cible pour les longues périodes, en plus de diminuer l'amplitude des hautes fréquences permettant l'évaluation de l'influence des modes supérieurs. Cette méthode itérative consiste, globalement, à ajuster l'accélérogramme dans une plage de fréquences subdivisée en une série de bandes de fréquences, les caractéristiques physiques de ces séismes sont conservées tout au long de la procédure (Fahjan, 2008). Cette méthode permet en outre de conserver le caractère non stationnaire de l'accélérogramme et d'obtenir les résultats rapidement (Galy, 2009). Dans le cadre de cette étude, le logiciel Spectre (Leclerc, 2006) a été utilisé pour la calibration des composantes horizontales des séismes. La Figure 4.4 montre les spectres de réponse pour le séisme du Saguenay (stations Chicoutimi nord, les Éboulements et Saint-André) avant calibration.

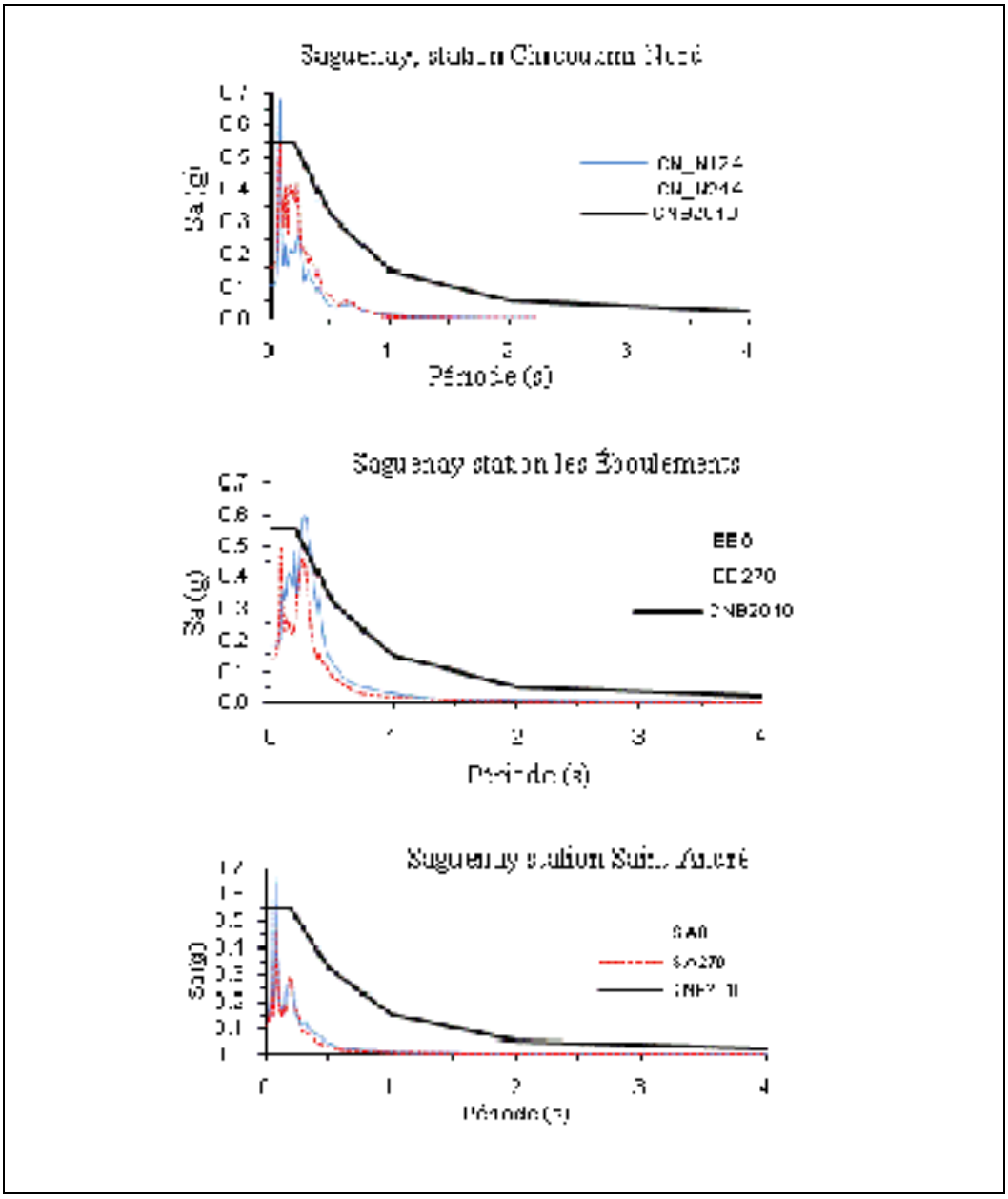


Figure 4.4 Spectre de réponse pour le séisme du Saguenay avant calibration

On retrouve les spectres et les accélérogrammes correspondants calibrés dans les Figures 4.5 et 4.6 respectivement. Les spectres des séismes de Nahanni et Val des Bois, ainsi que les accélérogrammes correspondants, après calibration, sont présentés dans l'ANNEXE IV.

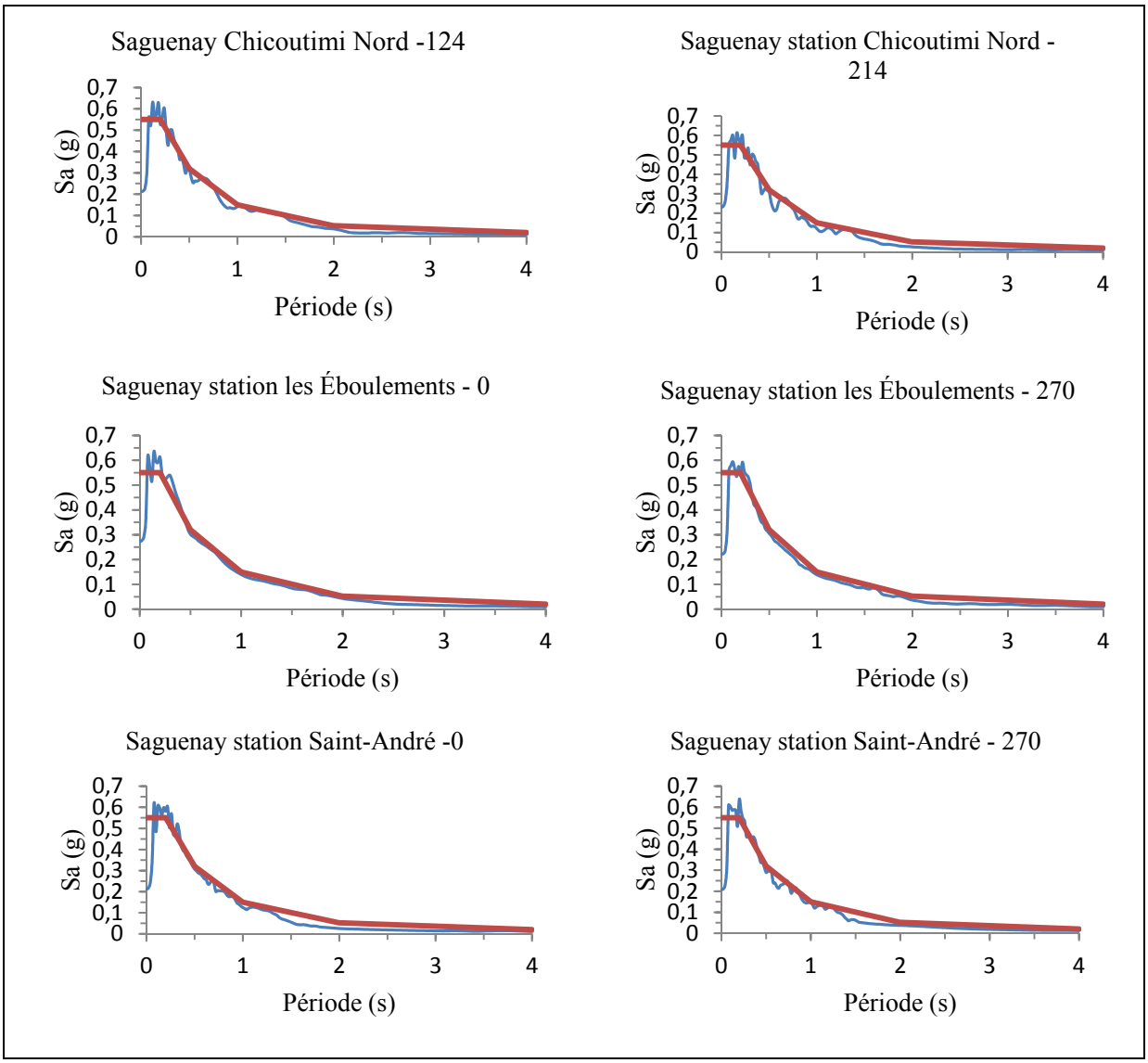


Figure 4.5 Spectre du séisme de Saguenay après calibration

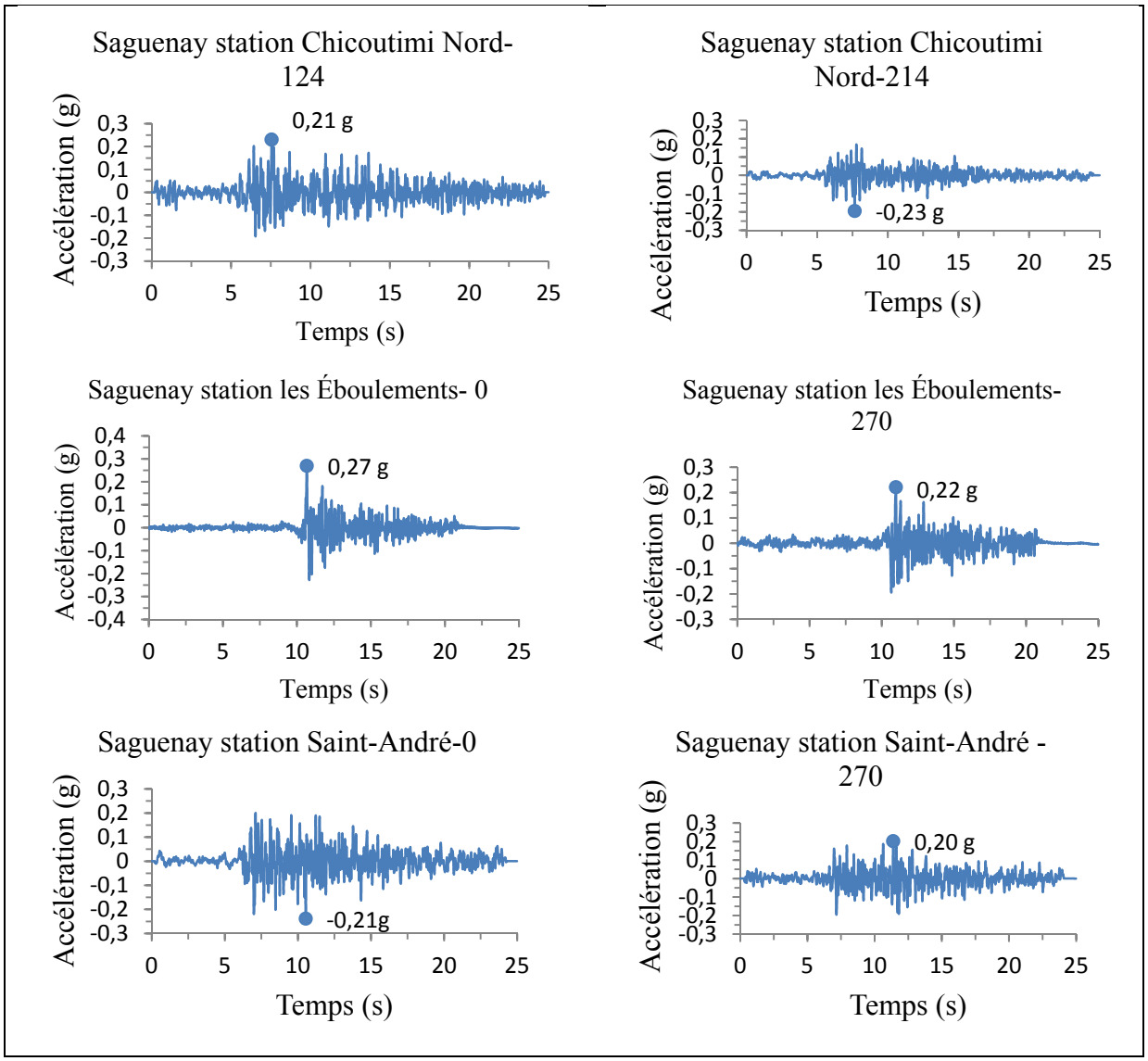


Figure 4.6 Accélérogrammes du séisme de Saguenay après calibration

Toutefois, les spectres de réponse calibrés des deux composantes orthogonales sont presque collés au spectre cible. Le rapport spectral entre les deux composantes horizontales est très petit et ne coïncide pas avec le rapport spectral initial. López et al (2006) ont étudié les caractéristiques des principales composantes (horizontales et verticales) des spectres de réponse de 97 tremblements de terre. Leur étude montre que le rapport spectral entre les deux composantes orthogonales, dans le plan horizontal, varie entre 0,63 et 0,81. Sur la base de cette étude, une valeur moyenne du rapport spectral de 0,75 a été adoptée.

Par conséquent, les spectres de réponse calibrés ont été séparés en multipliant la composante majeure et la composante mineure par 1,125 et 0,844 respectivement (*Voir* Figure 4.6). Les caractéristiques des accélérogrammes finaux sont présentées dans le Tableau 4.3. Les accélérogrammes et leur spectre de réponse pour les autres séismes sont présentés dans l'ANNEXE V.

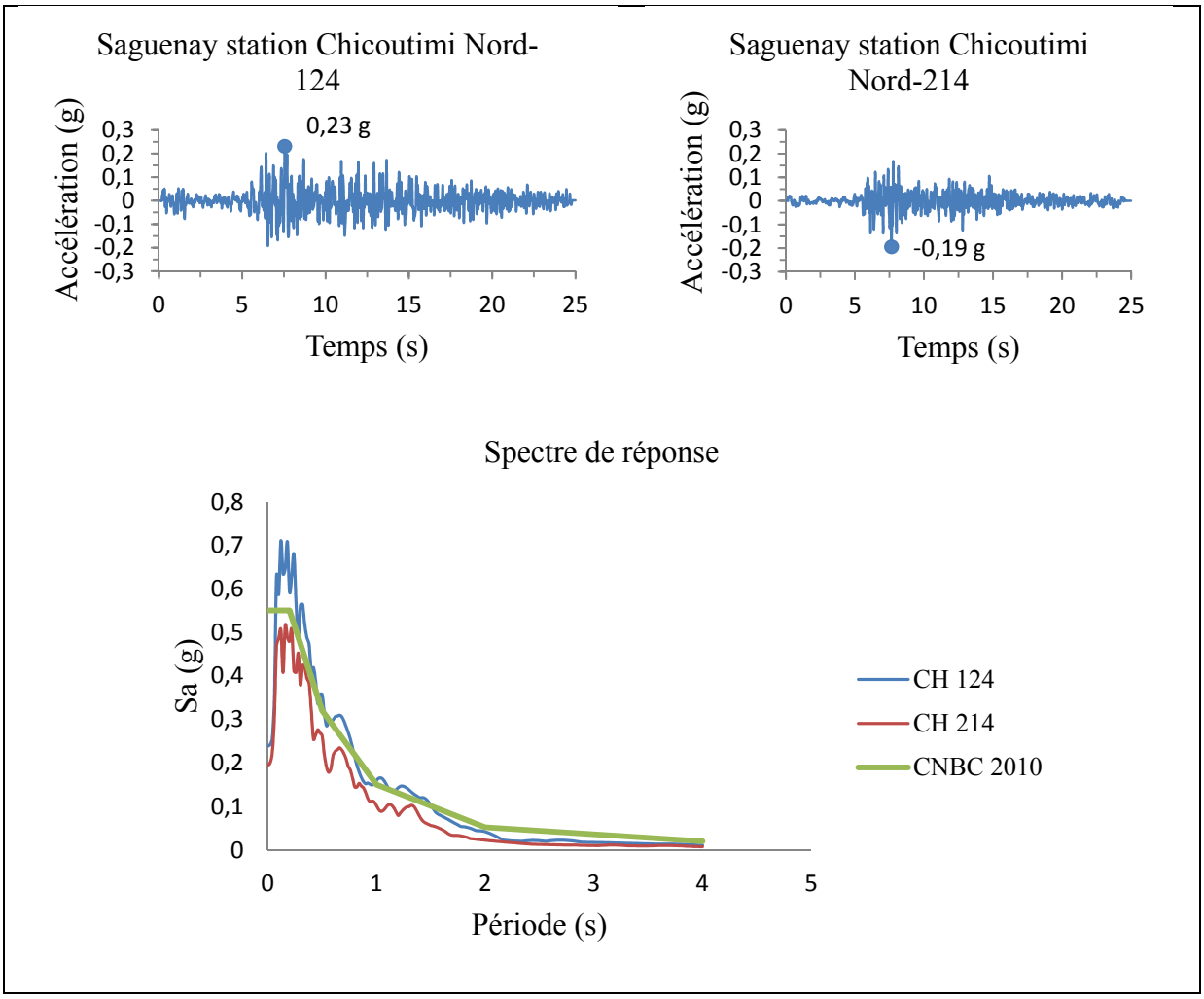


Figure 4.7 Accélérogrammes et spectres de réponse pour le séisme de Saguenay (station Chicoutimi nord)

Tableau 4.3 Caractéristiques des accélérogrammes calibrés

Séismes	Composante	PGA avant transformation (g)	PGA après calibration (g)	Itérations
Saguenay, 25 Novembre1988, Chicoutimi Nord	124	0,130	0,210	3
	214	0,105	0,230	3
Saguenay, 25 Novembre1988, Les Éboulements	0	0,106	0,270	3
	270	0,089	0,220	3
Saguenay, 25 Novembre1988, Saint-André	0	0,099	0,210	3
	270	0,091	0,200	3
Nahanni, 23 Décembre1985	270	0,186	0,220	3
	360	0,172	0,230	3
Val des Bois, 23 Juin 2010	EO	0,032	0,240	3
	NS	0,034	0,200	3

CHAPITRE 5

RÉSULTATS DES ANALYSES ET DISCUSSION

Dans ce chapitre, on présente les résultats des analyses temporelles sur trois catégories de ponts, dont les caractéristiques ont été présentées au chapitre 2. Afin d'évaluer les déplacements, un total de 450 analyses temporelles élastiques ont été effectuées sur 15 modèles de ponts.

5.1 Méthodologie

Un des objectifs spécifiques de cette étude est la validation de la formule empirique de la longueur d'assise donnée par le code canadien des ponts (CSA-S6-06). La méthodologie consiste à déterminer, en premier, les déplacements maximaux longitudinaux des tabliers de ponts pour chaque séisme. Par la suite, on calcule la moyenne qui sera comparée à la longueur d'assise minimale préconisée par le code CSA-S6-06. La démarche qui a été adoptée pour effectuer les analyses sur les trois catégories de ponts est présentée dans la Figure 5.1.

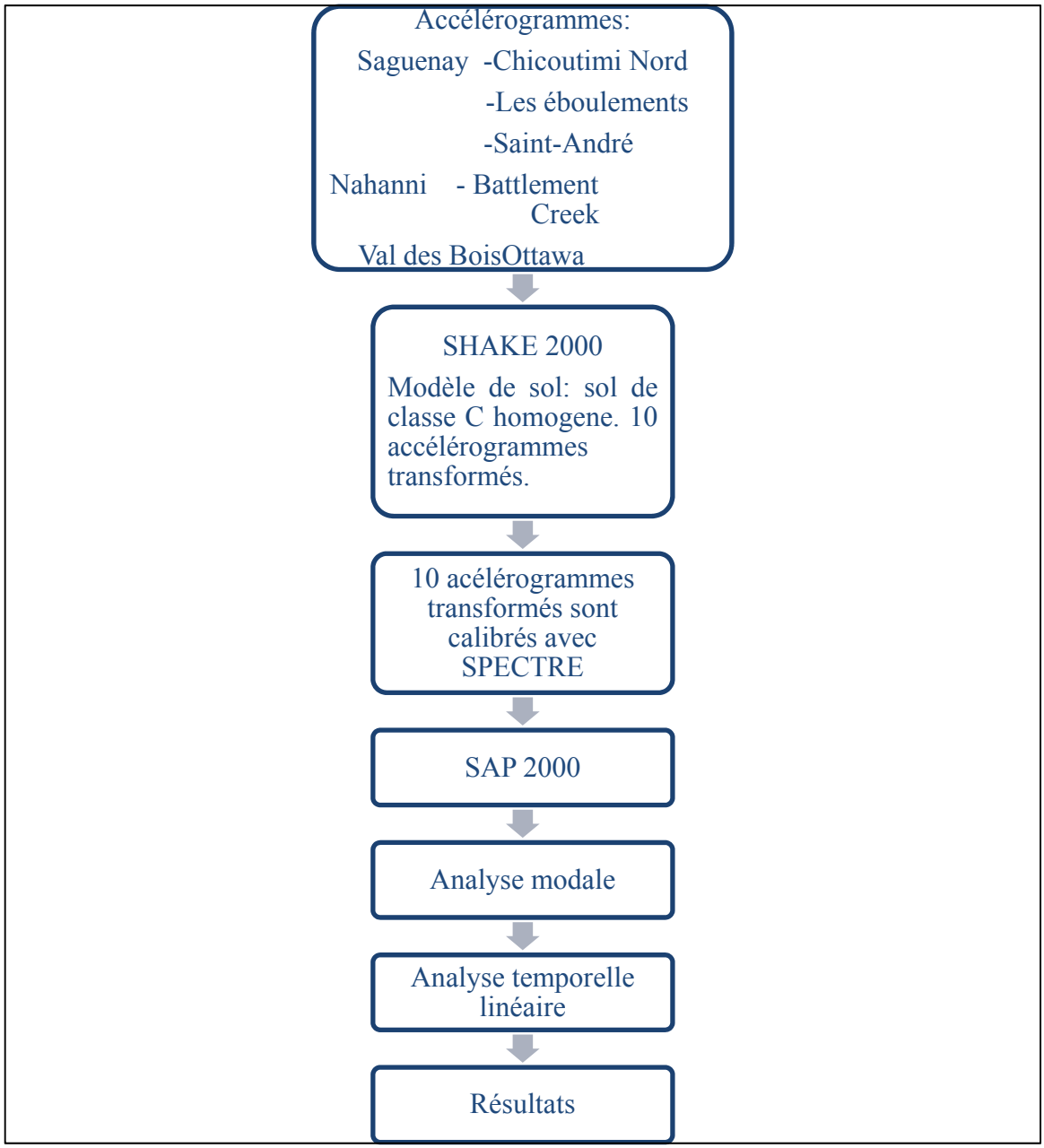


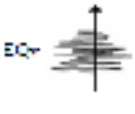
Figure 5.1 Processus présentant le cheminement pour mener l'étude

5.2 Présentation et analyse des résultats

Dans cette section, on présentera seulement les tableaux et les figures permettant de discuter des résultats. De ce fait, les graphiques ainsi que les tableaux récapitulatifs des résultats exhaustifs sont présentés dans les ANNEXES III à X.

Dans le cadre de cette étude, l'effet bidirectionnel des mouvements sismiques a été pris en compte en considérant les deux composantes horizontales (EQx et EQy) des séismes historiques de l'Est du Canada. Le Tableau 5.1 montre les cas de chargement considérés lors de la série d'analyses. Les modèles de ponts ont été soumis aux composantes horizontales des accélérogrammes indépendamment. Les deux composantes ont été ensuite appliquées simultanément. Les résultats qui en découlent, en termes de déplacement, sont comparés.

Tableau 5.1 Cas de chargement utilisés pour les analyses temporelles

Cas de chargement	**Numérotation**	**Combinaison**
	1	1,25D+EQ1
		0,8D+EQ1
	2	1,25D+EQ2
		0,8D+EQ2
	3	1,25D+EQ3
		0,8D+EQ3
	4	1,25D+EQ4
		0,8D+EQ4
	5	1,25D+EQ5
		0,8D+EQ5
	6	1,25D+EQ6
		0,8D+EQ6

5.2.1 Catégorie de ponts 1

La catégorie de ponts 1 comporte six modèles. Ce nombre découle de la variation des paramètres de la formule N (longueur des travées L_1 et L_2, hauteur de la pile H et biais du pont, ϕ). Les caractéristiques de ces modèles sont présentées dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2 Caractéristiques des modèles de catégorie de ponts 1

Catégorie de ponts 1	**L_1 (m)**	**L_2 (m)**	**H(m)**	**ϕ (degré)**
Modèle 1.1	35	35	4	0
Modèle 1.2	35	35	4	30
Modèle 1.3	35	35	4	60
Modèle 1.4	35	35	12	0
Modèle 1.5	35	35	12	30
Modèle 1.6	35	35	12	60

Une analyse modale a était effectuée en considérant les 3 premiers modes de vibration. Ces modes représentent plus de 91% de la masse modale participante dans les deux directions. Les propriétés modales des six modèles de la catégorie 1 sont présentées dans le Tableau 5.3.

Tableau 5.3 Résultats de l'analyse modale de la catégorie de ponts 1

Catégorie de ponts 1	**T_1 (s)**	**T_2 (s)**	**T_3 (s)**
modèle 1.1	0,47	0,29	0,27
modèle 1.2	0,45	0,30	0,28
modèle 1.3	0,55	0,51	0,33
modèle 1.4	0,69	0,35	0,29
modèle 1.5	0,64	0,38	0,30
modèle 1.6	0,63	0,55	0,50

La Figure 5.2 montre la variation des périodes des trois premiers modes de vibration en fonction du biais du pont et de la hauteur des piles. On remarque qu'une augmentation du biais a pour effet une augmentation de la période fondamentale (1er mode de vibration, T_1) de 17% pour les modèles de ponts ayant une hauteur de pile de 4 m (modèles 1.1 à 1.3). L'effet contraire est observé pour les modèles de ponts ayant une hauteur de pile de 12 m (modèles 1.4 à 1.6), pour lesquels on note une diminution de 8.7%. Par ailleurs, pour tous les modèles, les périodes des 2e et 3e modes (T_2 et T_3) augmentent avec l'augmentation du biais.

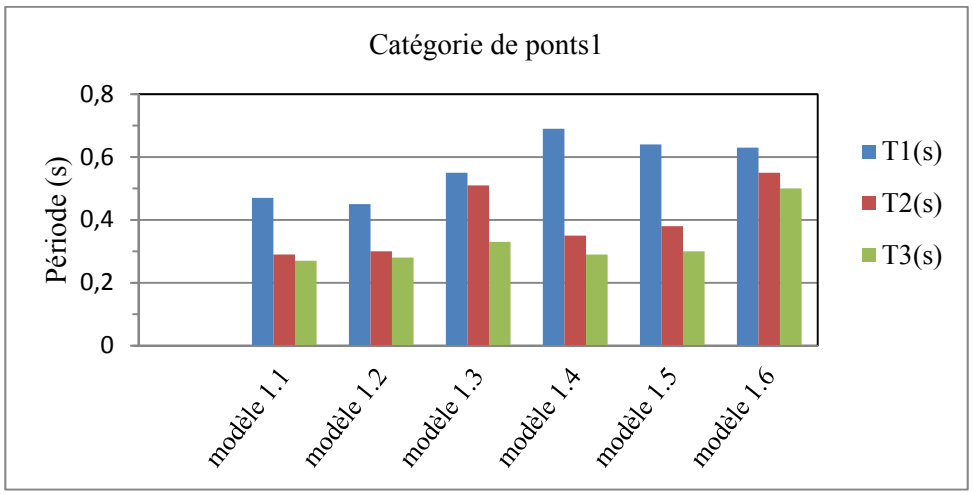


Figure 5.2 Variation des périodes T_1, T_2 et T_3 (catégorie de ponts 1) en fonction du biais

La Figure 5.3 montre les déplacements maximaux pour chaque modèle et pour chaque séisme. Malgré la transformation avec Shake 2000 et la calibration sur le spectre de réponse du code, on note qu'il y a un écart entre les déplacements engendrés par les accélérogrammes.

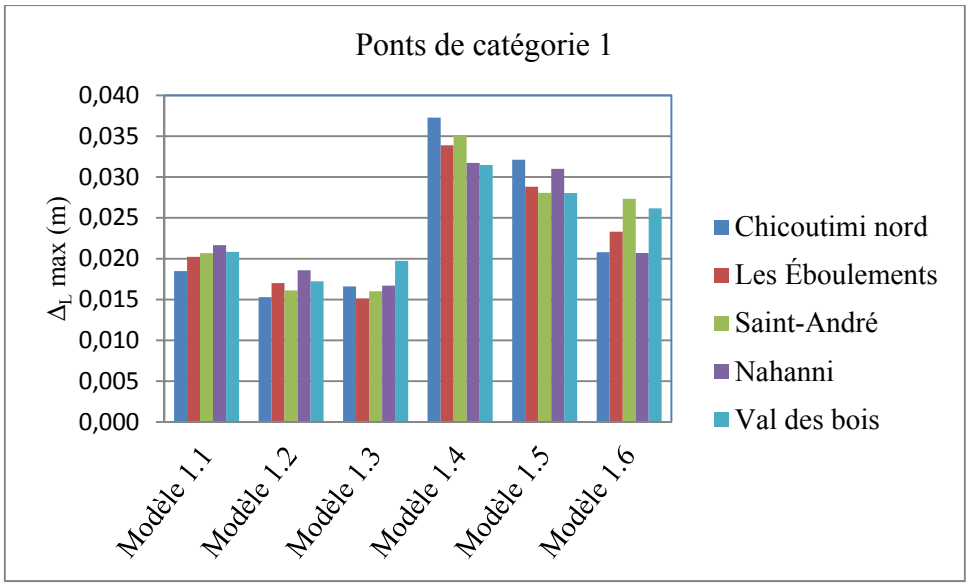


Figure 5.3 Déplacement longitudinal maximal (catégorie de ponts 1)

Le Tableau 5.4 présente les déplacements moyens obtenus pour chaque modèle de la catégorie de ponts 1. On constate que le déplacement maximum est atteint dans le cas de chargement 1 (lorsque la composante horizontale la plus énergétique, EQx, est appliquée dans la direction longitudinale du pont) ou dans le cas du chargement 3 (lorsque les deux composantes orthogonales, EQx et EQy, sont appliquées simultanément). On note aussi que pour les modèles de ponts 1.1, 1.2, 1.4 et 1.5 (ponts ayant un biais ≤ 30°), le déplacement moyen obtenu pour le cas de chargement 1 (unidirectionnel) est sensiblement égal au déplacement moyen obtenu pour le cas de chargement 3 (bidirectionnel). Ces résultats montrent que l'effet de la composante orthogonale appliquée dans la direction transversale des ponts ayant un biais inférieur ou égal à 30° n'a pas d'effet sur le déplacement longitudinal du tablier. Dans le cas des modèles 1.3 (H = 4 m) et 1.6 (H = 12 m), ponts ayant un biais de 60°, la contribution de la composante orthogonale (EQy) appliquée dans la

direction transversale du pont au déplacement longitudinal est 46,6% et 12,6%, respectivement.

Tableau 5.4 Déplacement moyen des modèles de catégorie de ponts 1

Cas de chargement	**Ponts de catégorie 1**					
	Δ_L moyen (m)					
	modèle 1.1	**modèle 1.2**	**modèle 1.3**	**modèle 1.4**	**modèle 1.5**	**modèle 1.6**
1	0,02035	**0,01684**	0,01336	**0,03386**	**0,02945**	0,02098
2	0,00014	0,00583	0,00731	0,00024	0,00620	0,01149
3	**0,02037**	0,01546	**0,01677**	0,03385	0,02745	**0,02243**
4	0,01517	0,01174	0,00917	0,02463	0,02082	0,01668
5	0,00016	0,00803	0,00894	0,00030	0,00839	0,01550
6	0,01517	0,01201	0,01374	0,02467	0,01953	0,02020

L'écart entre les déplacements engendrés par les cas de chargement 1 et 3 est représenté dans le Tableau 5.5. On peut constater que cet écart est de 0,08% pour le modèle 1.1, par contre il est de 20 % pour le modèle 1.3.

Tableau 5.5 Écart entre les déplacements des cas de chargement 1 et 3

Cas de chargement	**Δ_L moyen (m)**					
	modèle 1.1	**modèle 1.2**	**modèle 1.3**	**modèle 1.4**	**modèle 1.5**	**modèle 1.6**
1	0,02035	0,01684	0,01336	0,03386	0,02945	0,02098
3	0,02037	0,01546	0,01677	0,03385	0,02745	0,02243
Écart entre 1 et 3 (%)	0,079	8,940	20,324	0,030	7,308	6,447

Après avoir effectué une série d'analyses temporelles avec les 5 séismes historiques sur les six modèles, nous avons enregistré les déplacements maximums les plus importants dans le modèle 1.6. Pour des raisons de concision, les tableaux récapitulatifs des déplacements

maximaux du modèle 1.1 au modèle 1.5 sont présentés dans l'ANNEXE VI. La Figure 5.4 présente les déplacements longitudinaux maximums des différents cas de chargement du modèle 1.6 pour le séisme du Saguenay (station Chicoutimi Nord). On remarque que le déplacement du cas de chargement 1 représente 86% du déplacement du cas de chargement 3. Par contre, le déplacement du cas de chargement 2 ne représente que 51,7%. En plus, on peut voir que la réponse du cas de chargement 1 est plus grande que la réponse du cas de chargement 4. Cela confirme que la composante longitudinale de l'accélérogramme est la plus énergétique. Elle cause un déplacement important quand elle est appliquée séparément, dans le sens longitudinal de l'ouvrage. Cette constatation est identique pour tous les séismes appliqués à ce modèle.

Cependant, l'addition des réponses des cas de chargement 1 et 2, en termes de déplacement, est supérieure à celle du cas de chargement 3. D'autre part, la réponse combinée due au séisme bidirectionnel, dans ce cas (cas de chargement 3), représente la somme de 100% de la réponse du cas de chargement 1 et 29% de la réponse du cas de chargement 2.

Les figures montrant les déplacements longitudinaux maximums des différents cas de chargement du modèle 1.6, pour les séismes de Saguenay (stations les éboulements et Saint-André), Nahanni et Val des Bois sont présentées dans l'ANNEXE VII. Il est à noter que les déplacements longitudinaux obtenus sont des déplacements suivant l'axe global X de l'ouvrage (direction longitudinale du pont). La longueur d'assise minimale N préconisée par le code est mesurée perpendiculairement à la face de la culée (CSA-S6-06). Dans le cas des modèles ayant un biais φ, il est nécessaire de diviser la valeur du déplacement longitudinal par $\cos\phi$ et la comparer ensuite à la longueur d'assise minimale N. Le Tableau 5.6 résume les résultats obtenus pour le modèle 1.6.

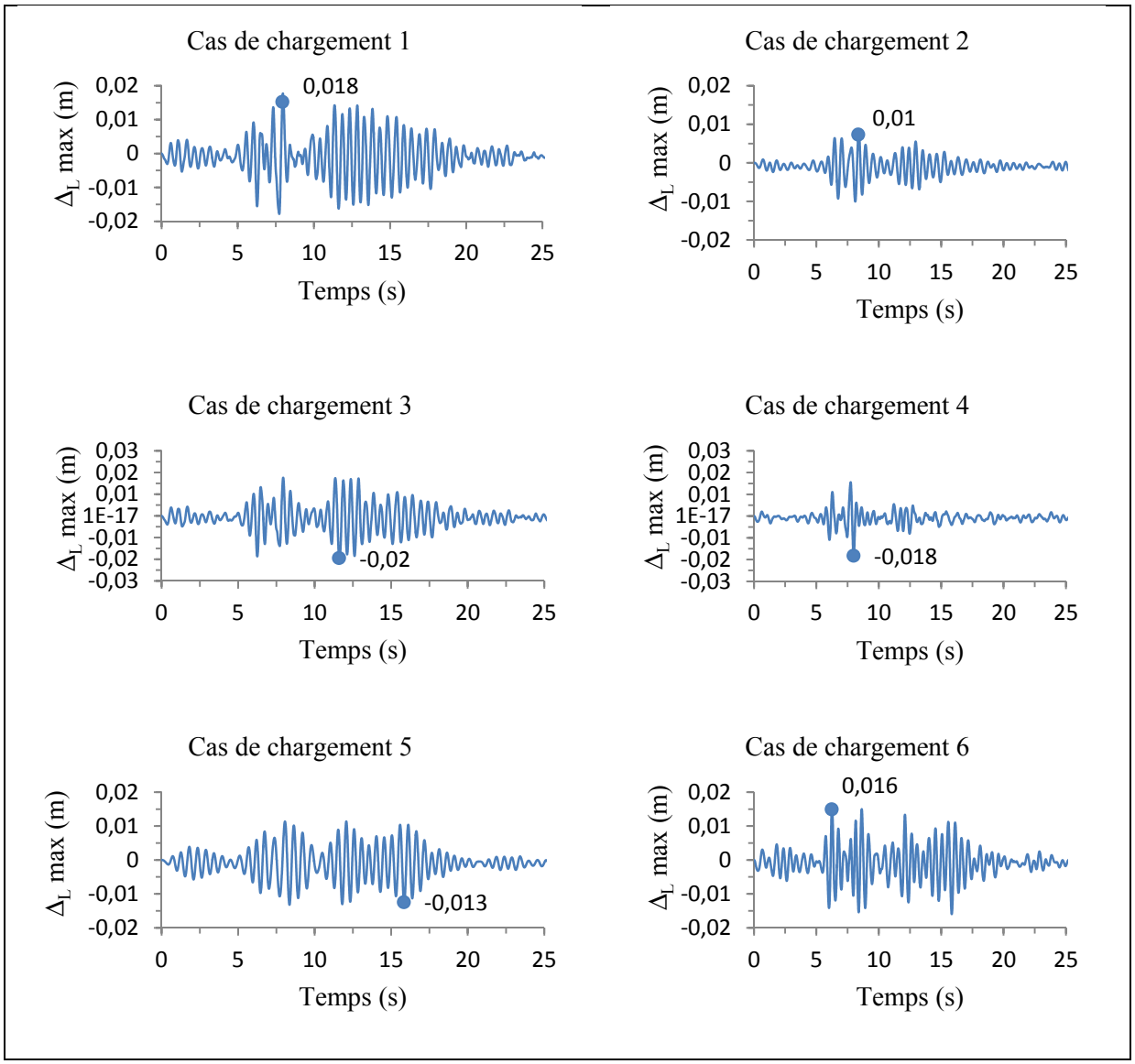


Figure 5.4 Déplacements longitudinaux maximums, modèle 1.6
(Séisme du Saguenay-Chicoutimi Nord)

Tableau 5.6 Déplacements obtenus pour le modèle 1.6

Cas de chargement	MODELE 1.6										
	Combinaison de charge	Déplacement longitudinal (m)									
		Chicoutimi nord		Les Éboulements		Saint-André		Nahanni		Val des bois	
		Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$
1	1,25 D+ EQ1	0,0178	0,0356	0,0216	0,0431	0,0208	0,0416	0,0207	0,0414	0,0240	0,0480
	0,8 D+ EQ1	0,0180	0,0361	0,0219	0,0438	0,0210	0,0420	0,0204	0,0407	0,0237	0,0473
2	1,25 D+ EQ2	0,0100	0,0201	0,0102	0,0204	0,0109	0,0218	0,0131	0,0262	0,0132	0,0264
	0,8 D+ EQ2	0,0097	0,0194	0,0099	0,0197	0,0106	0,0211	0,0128	0,0256	0,0129	0,0257
3	1,25 D+ EQ3	0,0208	0,0416	0,0233	0,0466	0,0274	0,0547	0,0187	0,0375	0,0220	0,0440
	0,8 D+ EQ3	0,0205	0,0409	0,0230	0,0460	0,0270	0,0540	0,0184	0,0368	0,0217	0,0433
4	1,25 D+ EQ4	0,0187	0,0375	0,0185	0,0369	0,0134	0,0267	0,0150	0,0301	0,0178	0,0356
	0,8 D+ EQ4	0,0184	0,0368	0,0181	0,0363	0,0136	0,0272	0,0147	0,0294	0,0174	0,0349
5	1,25 D+ EQ5	0,0132	0,0264	0,0168	0,0337	0,0157	0,0313	0,0175	0,0350	0,0144	0,0287
	0,8 D+ EQ5	0,0129	0,0257	0,0165	0,0330	0,0155	0,0310	0,0171	0,0343	0,0140	0,0280
6	1,25 D+ EQ6	0,0161	0,0321	0,0174	0,0348	0,0261	0,0521	0,0155	0,0310	0,0258	0,0516
	0,8 D+ EQ6	0,0164	0,0328	0,0171	0,0341	0,0257	0,0514	0,0157	0,0313	0,0262	0,0523

Afin de mesurer la dispersion de l'ensemble des valeurs de déplacement autour de la moyenne, l'écart type a été calculé pour chaque cas de chargement, les résultats sont présentés dans le Tableau 5.7.

En prenant le déplacement moyen comme point d'équilibre de la distribution, on doit retrouver, pour une distribution normale, approximativement 68.26% des valeurs de déplacement dans l'intervalle [Δ_L moyen - 1σ ; Δ_L moyen +1σ] et 95.44% dans l'intervalle [Δ_L moyen - -2σ ; Δ_L moyen +2σ] et ainsi de suite jusqu'à recouvrir pratiquement 100% des scores à environ ± 3σ (*Voir* Figure 5.5).

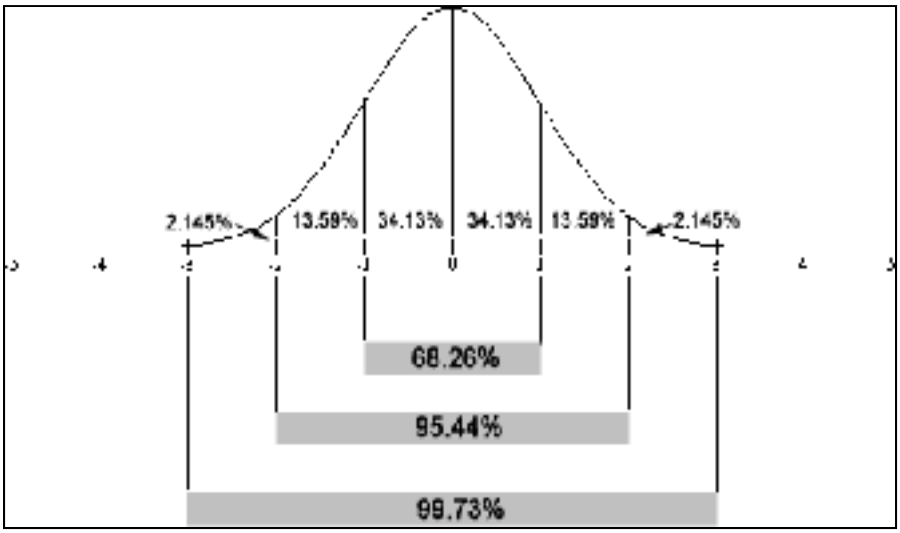


Figure 5.5 Écart type pour une distribution normale
Tirée de Baillargeon (2012)

Tableau 5.7 Calcul de l'écart type pour le modèle 1.6

Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Δ_L perpendiculaire moyen**	**Δ_L perpendiculaire max**	**Δ_L perpendiculaire min**	**Écart type %**
1	1,25 D+ EQ1	0,0419	0,0480	0,0356	0,4440
	0,8 D+ EQ1	0,0420	0,0473	0,0361	0,4130
2	1,25 D+ EQ2	0,0230	0,0264	0,0201	0,3110
	0,8 D+ EQ2	0,0223	0,0257	0,0194	0,3110
3	1,25 D+ EQ3	**0,0449**	0,0547	0,0375	0,6450
	0,8 D+ EQ3	0,0442	0,0540	0,0368	0,6450
4	1,25 D+ EQ4	0,0334	0,0375	0,0267	0,4730
	0,8 D+ EQ4	0,0329	0,0368	0,0272	0,4340
5	1,25 D+ EQ5	0,0310	0,0350	0,0264	0,3520
	0,8 D+ EQ5	0,0304	0,0343	0,0257	0,3530
6	1,25 D+ EQ6	0,0403	0,0521	0,0310	1,0600
	0,8 D+ EQ6	0,0404	0,0523	0,0313	1,0500

D'après le Tableau 5.7, on remarque que l'écart type est faible, d'où l'homogénéité des valeurs pour le modèle 1.6. Cela se traduit par le rapprochement relatif de ces valeurs autour de la moyenne, d'ailleurs on retrouve 80% de ces dernières dans l'intervalle [Δ_L moyen - 1σ; Δ_L moyen +1σ] et 100 % dans l'intervalle [Δ_L moyen -2σ ; Δ_L moyen +2σ].

Au final, les résultats obtenus pour la catégorie de ponts 1 ont été rassemblés au Tableau 5.8. La différence entre Δ_L max et N, en terme de pourcentage, a été calculée. On remarque que la valeur du déplacement maximal (Δ_L max) n'atteint pas les 6% de la longueur minimale d'assise N. La Figure 5.6 illustre parfaitement cette différence.

Tableau 5.8 Résultats finaux des modèles de la catégorie de ponts 1

	L_1 (m)	L_2 (m)	H(m)	ϕ (degré)	N (m)	Δ_L max (m)	E (%)
Modèle 1.1	35	35	4	0	0,5150	0,0204	96,04
Modèle 1.2	35	35	4	30	0,5730	0,0196	95,93
Modèle 1.3	35	35	4	60	0,7470	0,0335	95,51
Modèle 1.4	35	35	12	0	0,5950	0,0339	94,30
Modèle 1.5	35	35	12	30	0,6620	0,0342	94,83
Modèle 1.6	35	35	12	60	0,8630	0,0449	94,80

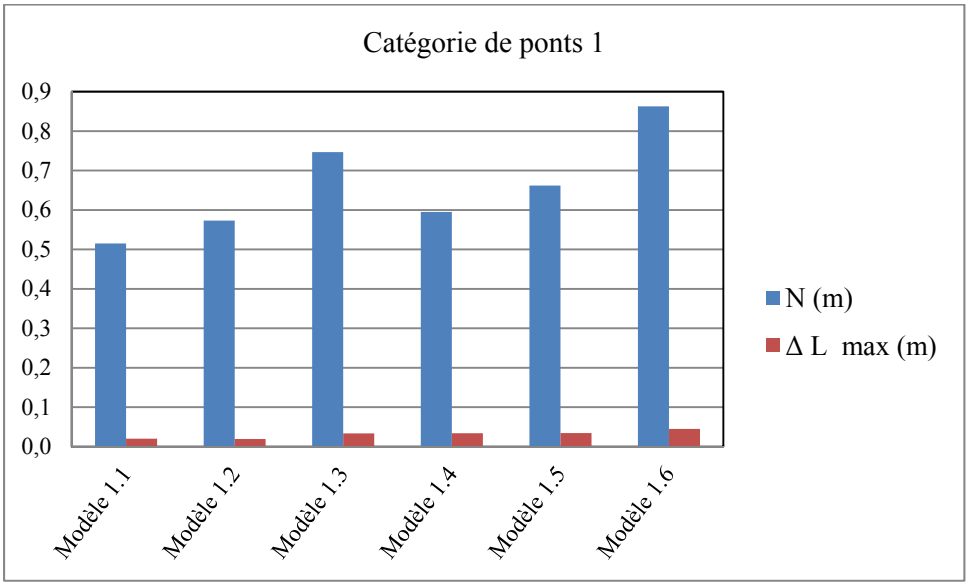


Figure 5.6 Déplacement Δ_L max vs la longueur minimale d'assise (N)

La Figure 5.7 montre la variation du déplacement longitudinal en fonction de la hauteur de la pile et du biais. Pour H égale à 4m, on remarque, pour un biais de 60 degré (modèle 1.3), qu'il y a une augmentation de 64,21% par rapport à un tablier de pont droit (modèle 1.1). Ce pourcentage est de 32,44% pour H=12 m (modèles 1.4 et 1.6). L'évolution n'est pas la même

pour les deux cas, vu que les dimensions des piles sont différentes. Par ailleurs, on note que la variation du déplacement longitudinal débute à partir d'un biais égale à 30 degrés, elle est plus significative pour un biais de 60 degrés.

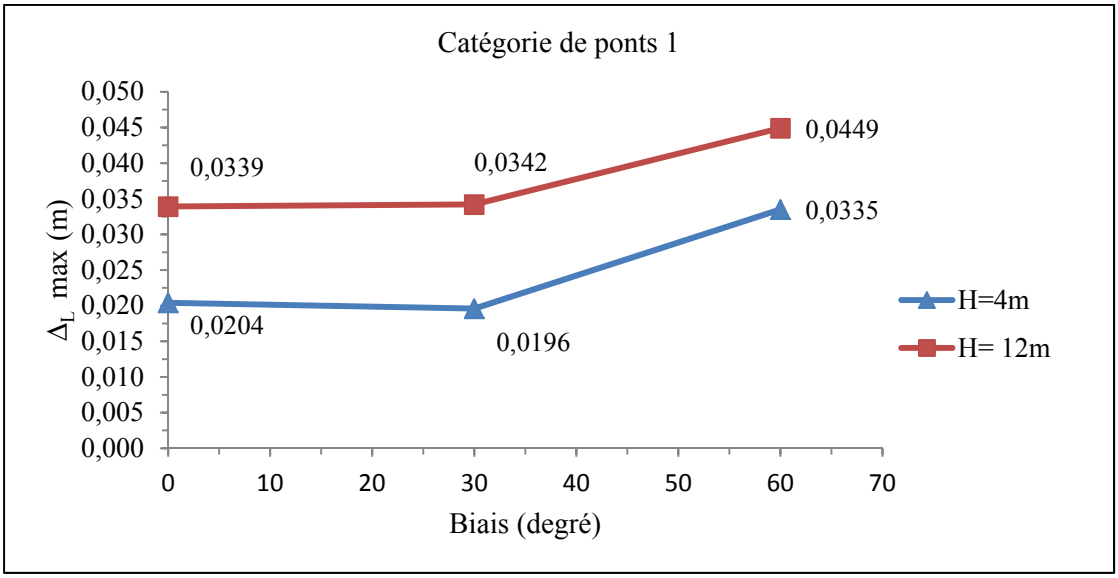


Figure 5.7 La variation du déplacement en fonction de la hauteur de la pile et du biais

5.2.2 Catégorie de ponts 2

La catégorie de ponts 2 comporte 3 modèles. Les caractéristiques de ces modèles sont présentées dans le Tableau 5.9. Les résultats d'une série d'analyses temporelles élastiques sur les 3 modèles, permettent de conclure que les déplacements maximums les plus défavorables sont ceux du modèle 2.3. Pour des raisons de concision, les tableaux récapitulatifs des déplacements maximaux du modèle 2.1 et du modèle 2.2 sont présentés dans l'ANNEXE VIII.

Tableau 5.9 Caractéristiques des modèles de la catégorie de ponts 2

Catégorie de ponts 2	**L_1 (m)**	**L_2 (m)**	**H(m)**	**ϕ (degré)**
Modèle 2.1	48	15	8	0
Modèle 2.2	48	15	8	30
Modèle 2.3	48	15	8	60

Une analyse modale a été effectuée en considérant les 3 premiers modes de vibration. Ces modes représentent plus de 94% de la masse modale participante dans les deux directions. Les propriétés modales des trois modèles de la catégorie 2 sont présentées dans le Tableau 5.10.

Tableau 5.10 Résultats de l'analyse modale des modèles de la catégorie de ponts 2

Catégorie de ponts 2	**T_1(s)**	**T_2(s)**	**T_3(s)**
modèle 2.1	0,8	0,4	0,33
modèle 2.2	0,72	0,42	0,33
modèle 2.3	0,7	0,58	0,42

D'après le Tableau 5.10, on remarque qu'une augmentation du biais a pour effet une diminution de la période fondamentale (1er mode de vibration) de 11% pour le modèle 2.2 et de 14% pour le modèle 2.3. Par ailleurs, les périodes des 2e et 3e modes augmentent avec l'augmentation du biais. La Figure 5.8 montre la variation des périodes des trois premiers modes de vibration en fonction du biais du pont.

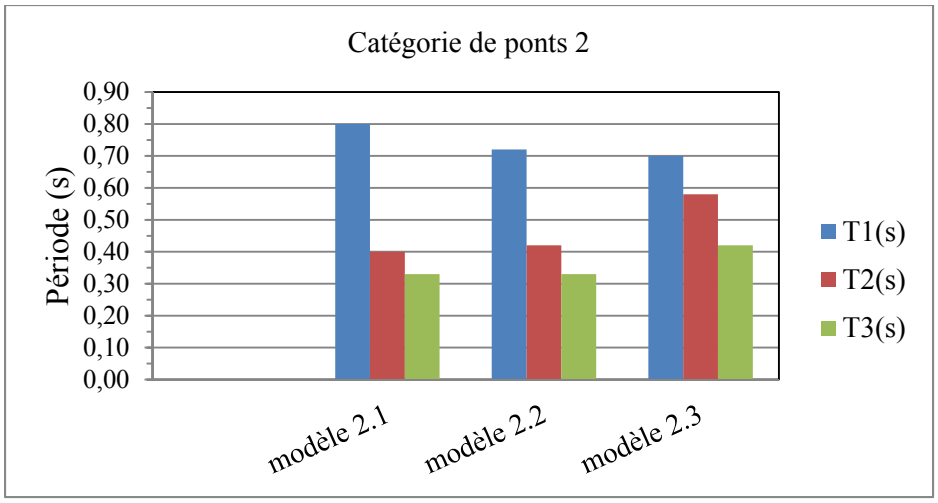


Figure 5.8 Variation des périodes T_1, T_2 et T_3 (catégorie de ponts 2) en fonction du biais

La Figure 5.9 montre les déplacements maximaux pour chaque modèle. L'écart entre les déplacements maximaux engendrés par les accélérogrammes calibrés est de 13% pour le modèle 2.1, 19% pour le modèle 2.2 et 22% pour le modèle 2.3.

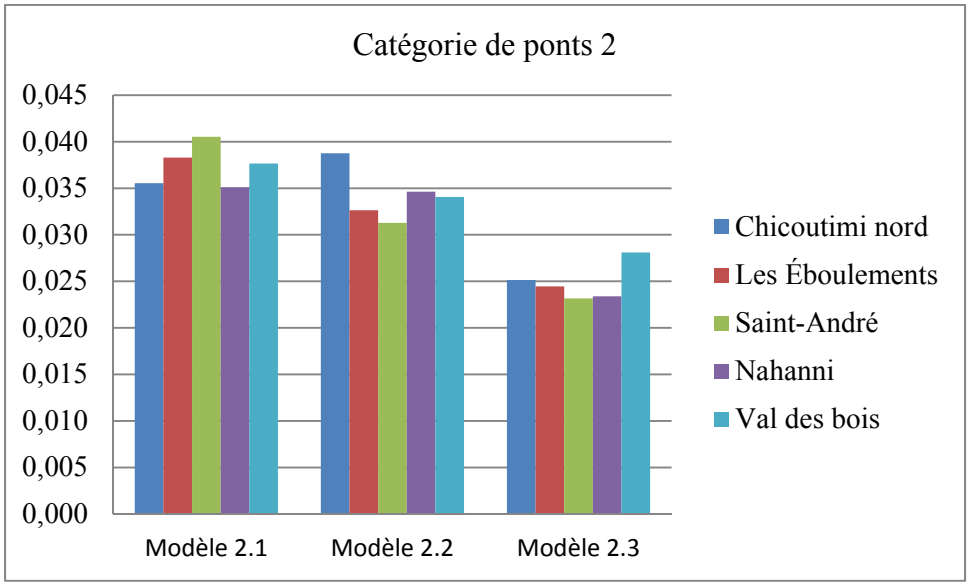


Figure 5.9 Déplacement longitudinal maximal pour chaque séisme

Le Tableau 5.11 présente les déplacements moyens obtenus pour chaque modèle de la catégorie de ponts 2. On constate que le déplacement maximum est atteint dans le cas du chargement 1 (lorsque la composante horizontale la plus énergétique, EQx, est appliquée dans la direction longitudinale du pont) pour les modèles de ponts 2.1 et 2.2. Pour le modèle 2.3, le cas du chargement 3 (lorsque les deux composantes orthogonales, EQx et EQy, sont appliquées simultanément) engendre un déplacement plus grand. On note aussi que pour le modèle 2.1 (pont droit), le déplacement moyen obtenu pour le cas de chargement 1 (unidirectionnel) est égal au déplacement moyen obtenu pour le cas de chargement 3 (bidirectionnel). Par contre, le déplacement moyen obtenu pour le cas de chargement 3 est légèrement inférieur à celui obtenu pour le cas de chargement 1. Ces résultats montrent que l'effet de la composante orthogonale appliquée dans la direction transversale des ponts ayant un biais inférieur ou égal à 30° n'a pas d'effet sur le déplacement longitudinal du tablier. Dans le cas du modèle 2.3, pont ayant un biais de 60°, la contribution de la composante orthogonale (EQy) appliquée dans la direction transversale du pont au déplacement longitudinal est 6%.

Tableau 5.11 Déplacement moyen des modèles de la catégorie de ponts 2

Cas de chargement	**Ponts de catégorie 2**		
	Δ_L moyen (m)		
	modèle 2.1	**modèle 2.2**	**modèle 2.3**
1	**0,0373**	**0,0338**	0,0224
2	0,0040	0,0089	0,0102
3	0,0373	0,0328	**0,0230**
4	0,0284	0,0270	0,0191
5	0,0044	0,0091	0,0118
6	0,0285	0,0249	0,0202

L'écart entre les déplacements engendrés par les cas de chargement 1 et 3 est représenté dans le Tableau 5.12. On constate que pour le modèle 2.1, l'écart est de 0.25 %.

Tableau 5.12 Écart entre les déplacements des cas de chargement 1 et 3

Cas de chargement	**Δ_L moyen (m)**		
	modèle 2.1	**modèle 2.2**	**modèle 2.3**
1	0,03725	0,03384	0,02235
3	0,03734	0,03276	0,02301
Écart entre 1 et 3 (%)	0,246	3,315	2,868

La série d'analyses effectuée sur les modèles de catégorie de pont 2 révèle que les déplacements maximums les plus importants sont enregistrés dans le modèle 2.3. Pour des raisons de concision, les tableaux récapitulatifs des déplacements maximums du modèle 2.1 et le modèle 2.2 sont présentés dans l'ANNEXE VIII.

La Figure 5.10 présente les déplacements longitudinaux maximums des différents cas de chargement du modèle 2.3 pour le séisme du Saguenay (station Chicoutimi Nord). On remarque que le déplacement du cas de chargement 1 représente plus de 82% du déplacement du cas de chargement 3, alors que le déplacement du cas de chargement 2 ne représente que 53% du cas de chargement 3. En plus, on peut voir que la réponse du cas de chargement 1 est plus grande que la réponse du cas de chargement 4. Cela confirme que la composante longitudinale de l'accélérogramme est la plus énergétique, elle cause un déplacement important quand elle est appliquée indépendamment, dans le sens longitudinal de l'ouvrage. Cette constatation est identique pour tous les séismes appliqués à ce modèle.

Cependant, l'addition des réponses des cas de chargement 1 et 2, en termes de déplacement, est supérieure au cas de chargement 3. D'autre part, la réponse combinée due au séisme bidirectionnel, dans ce cas, représente la somme de 100% de la réponse du cas de chargement 1 et 37% de la réponse du cas de chargement 2.

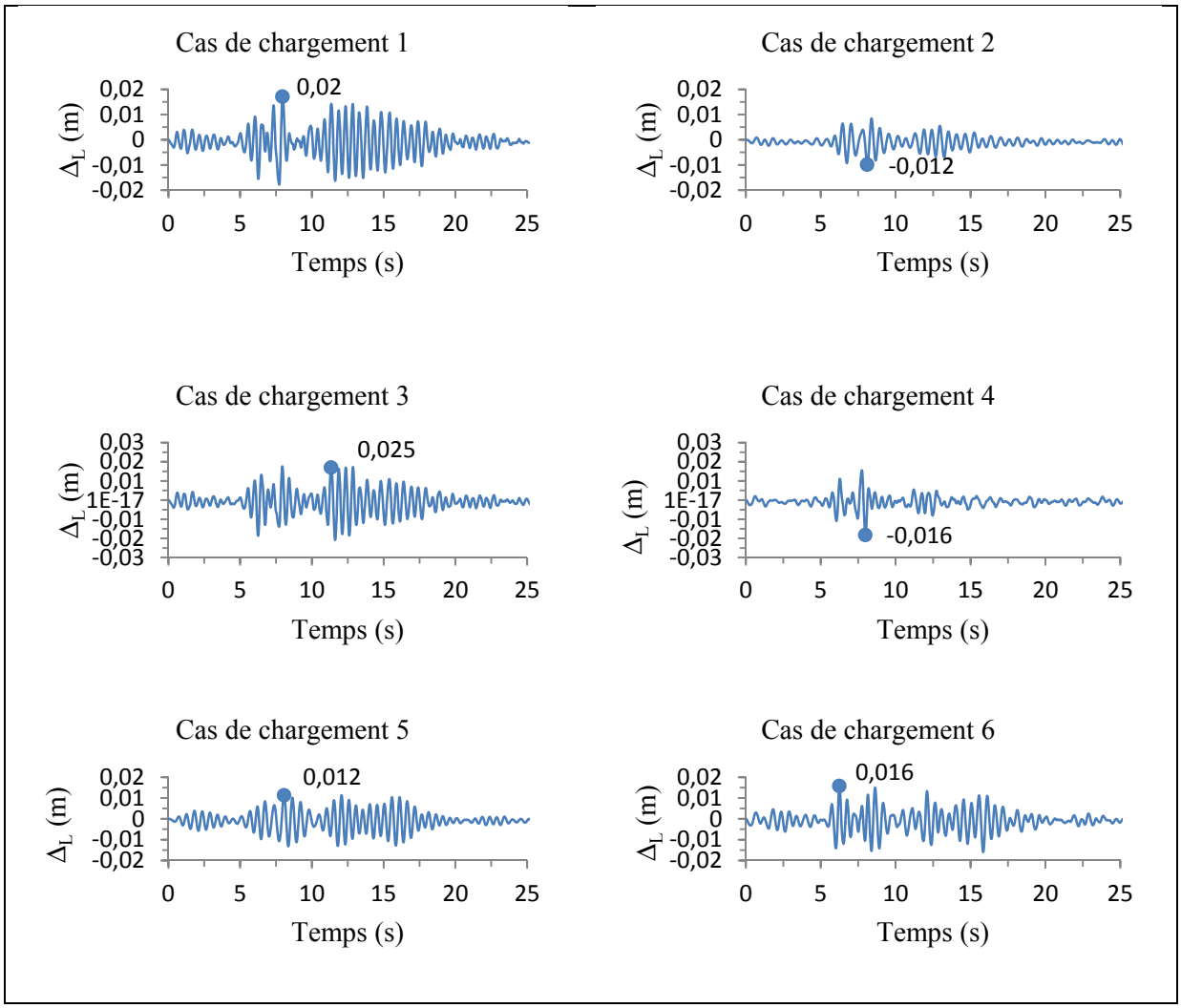


Figure 5.10 Déplacements longitudinaux maximums, modèle 2.3
(Chicoutimi Nord)

Les figures montrant les déplacements longitudinaux maximums des différents cas de chargement du modèle 2.3, pour les séismes de Saguenay (stations les éboulements et Saint-André), Nahanni et Val des Bois sont présentées dans l'ANNEXE IX. Sachant que les déplacements longitudinaux obtenus sont des déplacements suivant l'axe global X de l'ouvrage (direction longitudinale du pont), il est nécessaire, s'il y a présence d'un biais ϕ, de diviser la valeur du déplacement longitudinal par cos ϕ et la comparer ensuite à la longueur d'assise minimale N. Le Tableau 5.13 résume les résultats obtenus pour le modèle 2.3.

Tableau 5.13 Déplacements obtenus pour le modèle 2.3

	MODELE 2.3										
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal (m)**									
		Chicoutimi nord		**Les Éboulements**		**Saint-André**		**Nahanni**		**Val des bois**	
		Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$
1	1,25 D+ EQ1	0,0208	0,0415	0,0245	**0,0489**	0,0232	**0,0463**	0,0207	0,0413	0,0227	0,0454
	0,8 D+ EQ1	0,0196	0,0393	0,0234	0,0468	0,0221	0,0442	0,0196	0,0393	0,0262	0,0523
2	1,25 D+ EQ2	0,0118	0,0236	0,0097	0,0195	0,0098	0,0196	0,0092	0,0185	0,0104	0,0208
	0,8 D+ EQ2	0,0107	0,0213	0,0087	0,0173	0,0077	0,0155	0,0082	0,0164	0,0094	0,0187
3	1,25 D+ EQ3	0,0252	**0,0503**	0,0237	0,0473	0,0194	0,0388	0,0218	**0,0436**	0,0251	0,0501
	0,8 D+ EQ3	0,0240	0,0480	0,0226	0,0452	0,0183	0,0367	0,0208	0,0415	0,0240	0,0480
4	1,25 D+ EQ4	0,0163	0,0326	0,0210	0,0419	0,0182	0,0364	0,0191	0,0381	0,0212	0,0423
	0,8 D+ EQ4	0,0151	0,0303	0,0199	0,0398	0,0172	0,0343	0,0180	0,0360	0,0201	0,0402
5	1,25 D+ EQ5	0,0124	0,0247	0,0110	0,0220	0,0122	0,0244	0,0130	0,0259	0,0102	0,0204
	0,8 D+ EQ5	0,0112	0,0224	0,0100	0,0199	0,0112	0,0223	0,0119	0,0237	0,0092	0,0183
6	1,25 D+ EQ6	0,0163	0,0325	0,0150	0,0301	0,0181	0,0361	0,0234	0,0468	0,0281	**0,0562**
	0,8 D+ EQ6	0,0151	0,0302	0,0140	0,0280	0,0170	0,0340	0,0223	0,0447	0,0271	0,0541

D'après le Tableau 5.14, on constate que l'écart type est faible. On retrouve 80% des valeurs dans l'intervalle [Δ_L moyen - 1σ; Δ_L moyen +1σ] et 100 % dans l'intervalle [Δ_L moyen -2σ ; Δ_L moyen +2σ].

Tableau 5.14 Calcul de l'écart type pour le modèle 2.3

Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Δ_L perpendiculaire moyen**	**Δ_L perpendiculaire max**	**Δ_L perpendiculaire min**	**Ecart type %**
1	1,25 D+ EQ1	0,0447	0,0489	0,0413	0,3250
	0,8 D+ EQ1	0,0444	0,0523	0,0393	0,5510
2	1,25 D+ EQ2	0,0204	0,0236	0,0185	0,1980
	0,8 D+ EQ2	0,0178	0,0213	0,0155	0,2280
3	1,25 D+ EQ3	**0,0460**	0,0503	0,0388	0,4880
	0,8 D+ EQ3	0,0439	0,0480	0,0367	0,4830
4	1,25 D+ EQ4	0,0383	0,0423	0,0326	0,4060
	0,8 D+ EQ4	0,0361	0,0402	0,0303	0,4130
5	1,25 D+ EQ5	0,0235	0,0259	0,0204	0,2230
	0,8 D+ EQ5	0,0213	0,0237	0,0183	0,2180
6	1,25 D+ EQ6	0,0403	0,0562	0,0301	1,0900
	0,8 D+ EQ6	0,0382	0,0541	0,0280	1,1000

Au final, les résultats obtenus pour les modèles de la catégorie de ponts 2 ont été rassemblés au Tableau 5.15. On remarque que la valeur du déplacement maximal (Δ_L max) n'atteint pas les 7% de la longueur minimale d'assise N. La Figure 5.11 illustre parfaitement cette différence.

Tableau 5.15 Résultats finaux des modèles de catégorie de ponts 2

Ponts de catégorie 2	**L_1 (m)**	**L_2 (m)**	**H(m)**	**ϕ (degré)**	**N (m)**	**Δ_L max (m)**	**E (%)**
Modèle 2.1	48	15	8	0	0,5380	0,0373	93,06
Modèle 2.2	48	15	8	30	0,5980	0,0394	93,41
Modèle 2.3	48	15	8	60	0,7790	**0,0460**	94,10

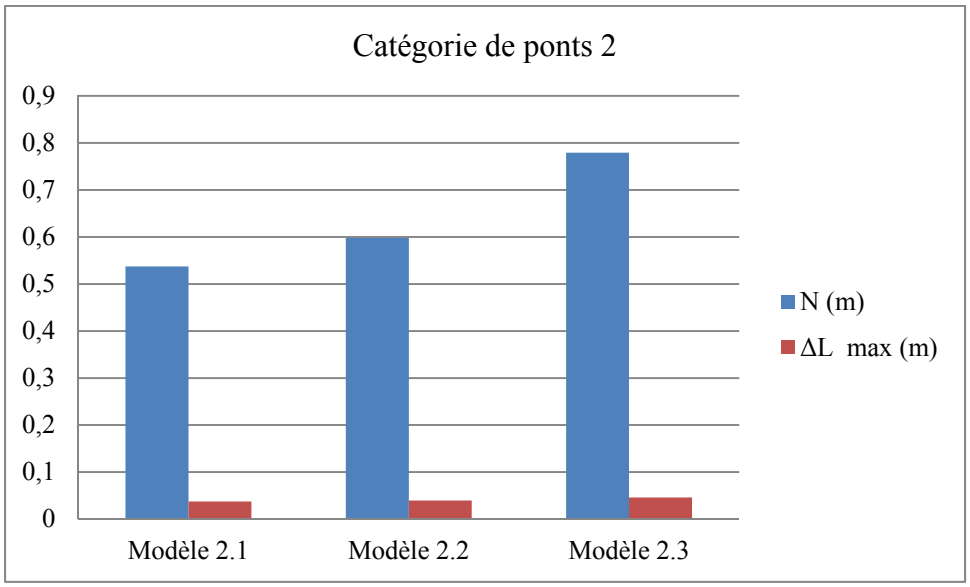


Figure 5.11 Déplacement Δ_L max vs la longueur minimale d'assise (N)

On remarque que le déplacement longitudinal maximal trouvé lors de l'analyse des modèles de la catégorie de ponts 2 est plus grand que celui trouvé pour les modèles de la catégorie de ponts 1, d'où la pertinence du choix des modèles de ponts de catégorie 2.

La Figure 5.12 montre la variation du déplacement longitudinal en fonction du biais. On constate qu'il y a une augmentation, pour un biais de 60 degrés, de 23,32 % par rapport à un tablier de pont droit.

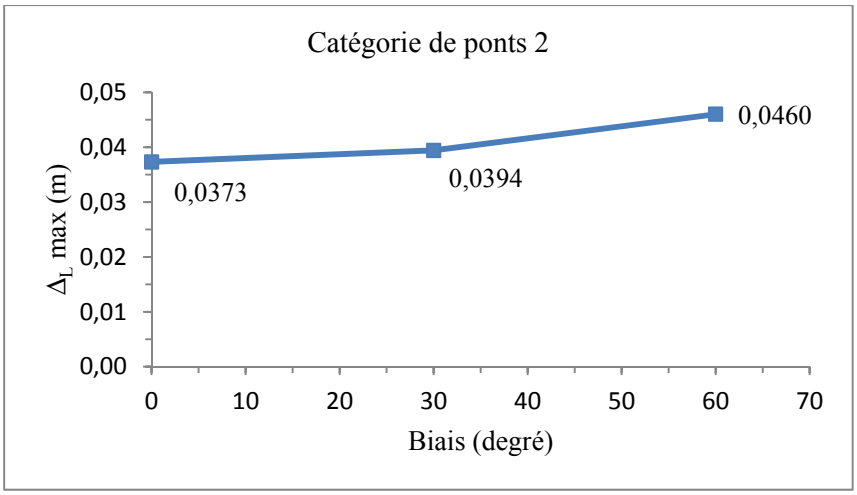


Figure 5.12 La variation du déplacement en fonction du biais

5.2.3 Catégorie de ponts 3

La catégorie de ponts 3 est composée de six modèles. Les caractéristiques de ces modèles sont présentées dans le Tableau 5.16.

Tableau 5.16 Caractéristiques des modèles de catégorie de ponts 3

Catégorie de ponts 3	**L (m)**	**ϕ (degré)**
Modèle 3.1	35	0
Modèle 3.2	35	30
Modèle 3.3	35	60
Modèle 3.4	45	0
Modèle 3.5	45	30
Modèle 3.6	45	60

Une analyse modale a été effectuée en considérant les 3 premiers modes de vibration. Ces modes représentent plus de 94% de la masse modale participante dans les deux directions.

Les propriétés modales des six modèles de la catégorie 3 sont présentées dans le Tableau 5.17. La Figure 5.13 montre la variation des périodes en fonction de la longueur de la travée et du biais. T_1

Tableau 5.17 Résultats de l'analyse modale des modèles de catégorie de ponts 3

Catégorie de ponts 3	**T_1 (s)**	**T_2 (s)**	**T_3 (s)**
modèle 3.1	0,36	0,29	0,20
modèle 3.2	0,36	0,29	0,21
modèle 3.3	0,36	0,34	0,29
modèle 3.4	0,59	0,45	0,24
modèle 3.5	0,59	0,44	0,25
modèle 3.6	0,56	0,44	0,41

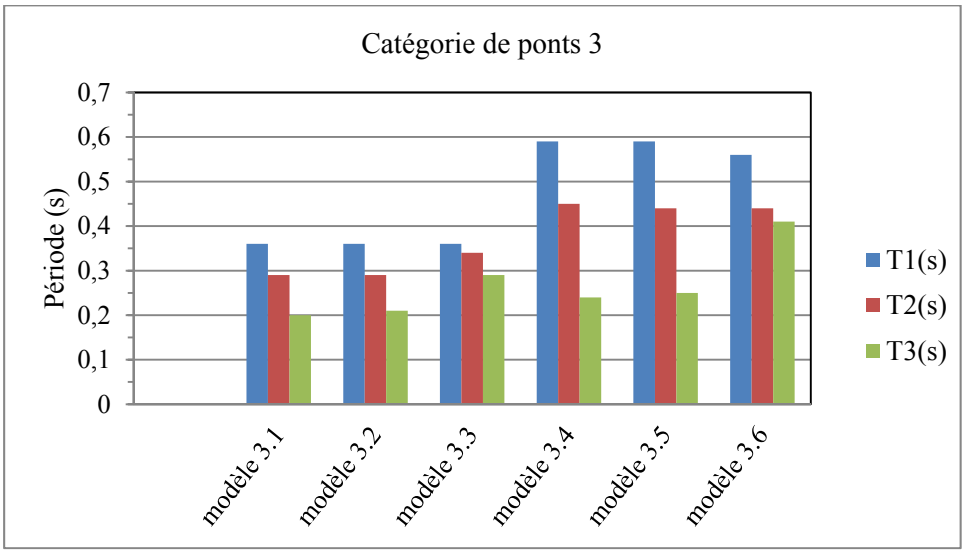


Figure 5.13 Variation des périodes T_1, T_2 et T_3 (catégorie de ponts 3)

On remarque qu'une augmentation de la longueur de la travée a pour effet une augmentation de la période fondamentale (1er mode de vibration) et de celle du deuxième mode, le biais n'a pas d'influence. Par contre, pour le troisième mode, on remarque qu'une augmentation du biais a pour effet une augmentation de la période pouvant atteindre jusqu'à 71% par rapport à la période du pont droit (modèle 3.6 par rapport au modèle 3.4).

Après avoir effectué une série d'analyses temporelles avec les 5 séismes historiques sur les modèles, nous avons enregistré les déplacements maximums les plus importants dans le modèle 3.6. Pour des raisons de concision, les tableaux récapitulatifs des déplacements maximums des modèles 3.1 à 3.5 sont présentés dans l'ANNEXE X.

La Figure 5.14 montre les déplacements maximaux pour chaque sous-modèle et pour chaque séisme. D'après les résultats présentés dans l'ANNEXE X, on constate que l'écart maximal entre les déplacements maximums ne dépasse pas 19%.

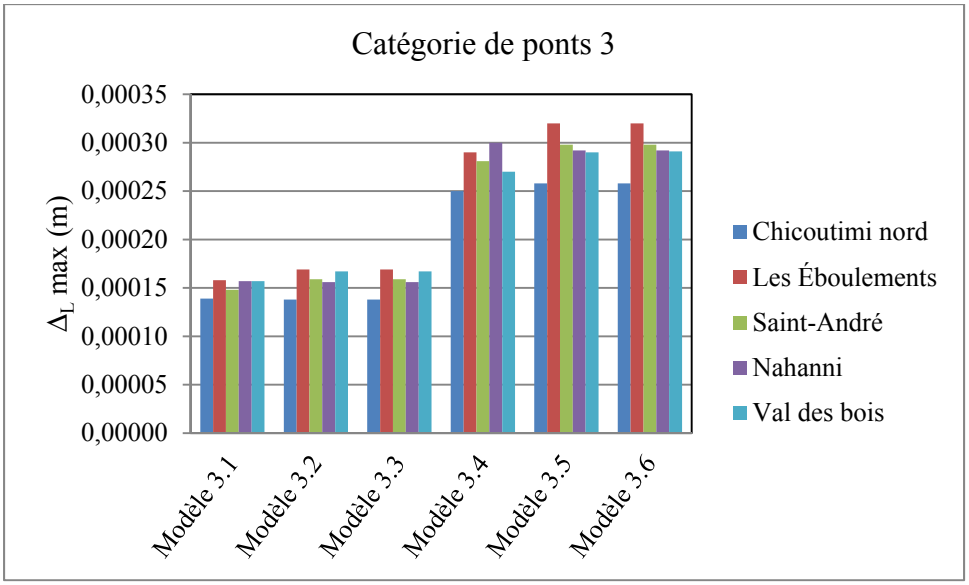


Figure 5.14 Déplacement longitudinal maximal pour chaque séisme

Le Tableau 5.18 présente les déplacements moyens obtenus pour chaque modèle de la catégorie de ponts 3. On constate que le déplacement maximum est atteint dans le cas du chargement 1 (lorsque la composante horizontale la plus énergétique, EQx, est appliquée dans la direction longitudinale du pont) ou dans le cas du chargement 3 (lorsque les deux composantes orthogonales, EQx et EQy, sont appliquées simultanément). On note aussi que pour les modèles de ponts 3.1, 3.2, 3.4 et 3.5 (ponts ayant un biais ≤ 30°), le déplacement moyen obtenu pour le cas de chargement 1 (unidirectionnel) est sensiblement égal au déplacement moyen obtenu pour le cas de chargement 3 (bidirectionnel). Ces résultats montrent que l'effet de la composante orthogonale appliquée dans la direction transversale des ponts ayant un biais inférieur ou égal à 30° n'a pas d'effet sur le déplacement longitudinal du tablier. Dans le cas des modèles 3.3 (L = 35 m) et 3.6 (L = 45 m), ponts ayant un biais de 60°, la contribution de la composante orthogonale (EQy) appliquée dans la direction transversale du pont au déplacement longitudinal est 74% et 68%, respectivement. L'écart entre les déplacements engendrés par les cas de chargement 1 et 3 est représenté dans le Tableau 5.19. On constate que pour le modèle 3.6, l'écart est de 45.7 %.

Tableau 5.18 Déplacement moyen des modèles de la catégorie de ponts 3

Cas de chargement	**Ponts de catégorie 3**					
	Δ_L moyen (m)					
	modèle 3.1	**modèle 3.2**	**modèle 3.3**	**modèle 3.4**	**modèle 3.5**	**modèle 3.6**
1	**0,00015**	0,00016	0,00016	**0,00028**	0,00029	0,00029
2	0,00000	0,00000	0,00020	0,00000	0,00013	0,00040
3	0,00015	**0,00018**	0,00029	0,00028	**0,00034**	0,00053
4	0,00012	0,00012	0,00012	0,00023	0,00023	0,00023
5	0,00000	0,00000	0,00027	0,00000	0,00017	0,00050
6	0,00012	0,00017	**0,00032**	0,00023	0,00030	**0,00057**

Tableau 5.19 L'écart entre les déplacements engendrés par les cas de chargement 1 et 3

	Δ_L moyen (m)					
Cas de chargement	**modèle 3.1**	**modèle 3.2**	**modèle 3.3**	**modèle 3.4**	**modèle 3.5**	**modèle 3.6**
1	0,00015	0,00016	0,00016	0,00028	0,00029	0,00029
3	0,00015	0,00018	0,00029	0,00028	0,00034	0,00053
Ecart entre 1 et 3 (%)	0,000	14,358	45,573	0,000	14,532	45,703

La Figure 5.15 présente les déplacements longitudinaux maximums des différents cas de chargement du modèle 3.6 pour le séisme du Saguenay (station Chicoutimi Nord). On remarque que le déplacement du cas de chargement 1 représente plus de 48% du déplacement du cas de chargement 3. Par contre, le déplacement du cas de chargement 2 représente plus 80%. De ce fait, on constate que pour un biais ϕ de 60 degrés, la sollicitation transversale engendre un déplacement plus important et ce quelle que soit l'énergie dégagée par le signal. Il peut atteindre 86% de la réponse engendrée par la même paire d'accélérogramme (la réponse du cas de chargement 5 par rapport à celle du cas de chargement 6).

La réponse combinée due au séisme bidirectionnel, dans ce cas, représente la somme de 100% de la réponse du cas de chargement 2 et 40,8% de la réponse du cas de chargement 1. Selon le code canadien de calcul des ponts routiers, l'analyse sismique ne s'impose pas dans le cas des ponts à une seule travée. Une étude dynamique a été effectuée sur ce modèle dans le but de comparer les résultats en termes de déplacement par rapport à la longueur minimale d'assise proposée par le code. Le Tableau 5.20 regroupe les résultats obtenus pour le modèle 3.6.

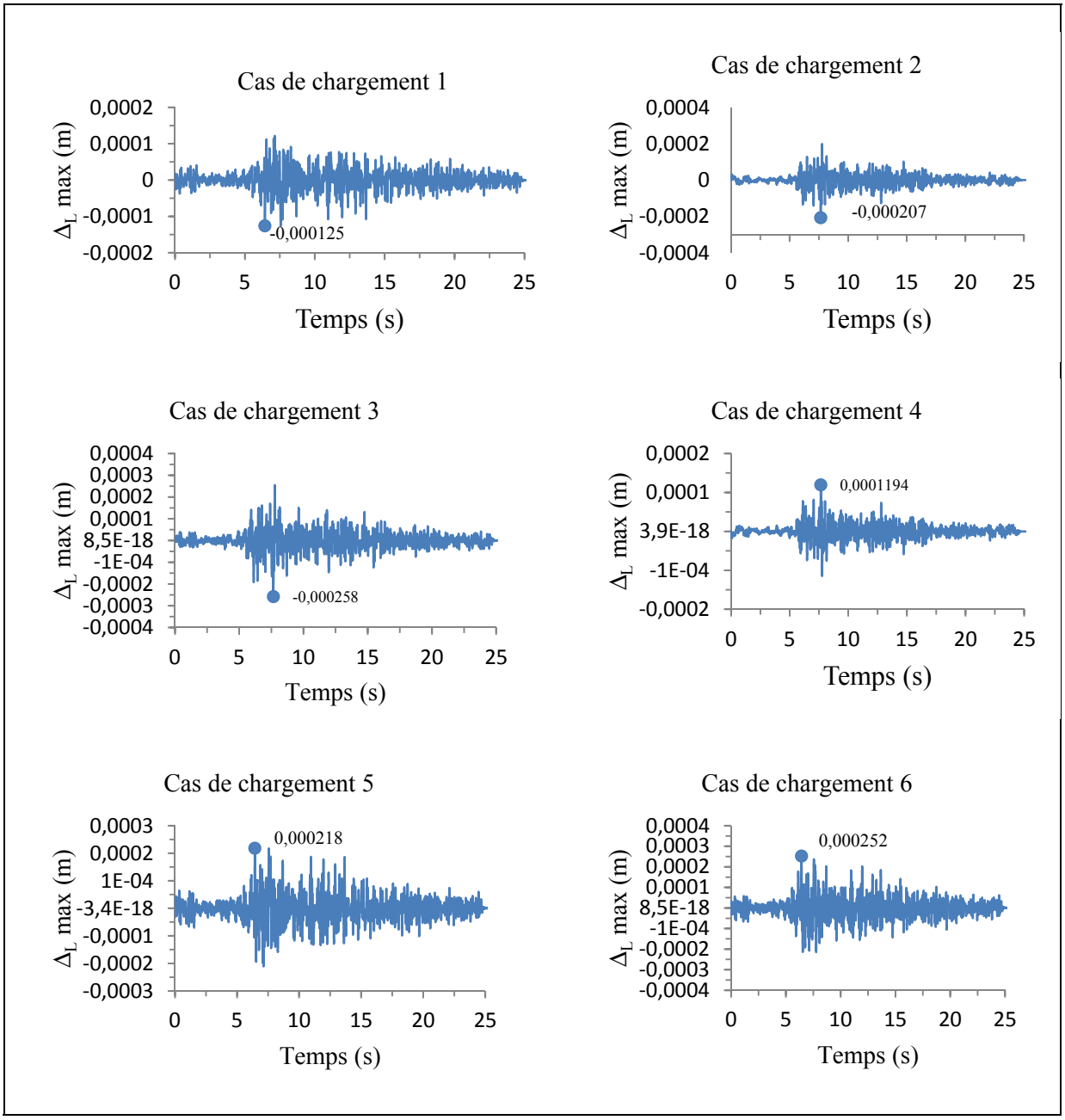


Figure 5.15 Déplacements longitudinaux maximums, modèle 3.6
(Séisme du Saguenay - Chicoutimi Nord)

Tableau 5.20 Déplacements obtenus pour le modèle 3.6

Combinaison de charge	MODELE 3.6									
	Déplacement longitudinal (m)									
	Chicoutimi nord		Les Éboulements		Saint-André		Nahanni		Val des bois	
	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$	Δ_L	$\Delta_{L\ perpendiculaire}$
1,25 D+ EQ1	0,00013	0,00025	0,00016	0,00031	0,00014	0,00028	0,00016	0,00032	0,00014	0,00027
0,8 D+ EQ1	0,00013	0,00025	0,00016	0,00031	0,00014	0,00028	0,00016	0,00032	0,00014	0,00027
1,25 D+ EQ2	0,00021	0,00041	0,00018	0,00035	0,00021	0,00042	0,00023	0,00045	0,00018	0,00035
0,8 D+ EQ2	0,00021	0,00041	0,00018	0,00035	0,00021	0,00042	0,00023	0,00045	0,00018	0,00035
1,25 D+ EQ3	0,00026	0,00052	0,00030	0,00059	0,00027	0,00054	0,00026	0,00051	0,00023	0,00047
0,8 D+ EQ3	0,00026	0,00052	0,00030	0,00059	0,00027	0,00054	0,00026	0,00051	0,00023	0,00047
1,25 D+ EQ4	0,00012	0,00024	0,00010	0,00020	0,00012	0,00024	0,00013	0,00026	0,00010	0,00020
0,8 D+ EQ4	0,00012	0,00024	0,00010	0,00020	0,00012	0,00024	0,00013	0,00026	0,00010	0,00020
1,25 D+ EQ5	0,00022	0,00044	0,00027	0,00054	0,00024	0,00049	0,00028	0,00055	0,00023	0,00047
0,8 D+ EQ5	0,00022	0,00044	0,00027	0,00054	0,00024	0,00049	0,00028	0,00055	0,00023	0,00047
1,25 D+ EQ6	0,00025	0,00050	0,00028	0,00056	0,00030	0,00060	0,00029	0,00058	0,00029	0,00058
0,8 D+ EQ6	0,00025	0,00050	0,00028	0,00056	0,00030	0,00060	0,00029	0,00058	0,00029	0,00058

D'après le Tableau 5.21, on constate que l'écart type est faible. On retrouve 80% des valeurs dans l'intervalle [Δ_L moyen - 1σ; Δ_L moyen +1σ] et 100 % dans l'intervalle [Δ_L moyen - 2σ ; Δ_L moyen +2σ].

Tableau 5.21 Calcul de l'écart type pour le modèle 3.6

Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Δ_L perpendiculaire moyen**	**Δ_L perpendiculaire max**	**Δ_L perpendiculaire min**	**Ecart %**
1	1,25 D+ EQ1	0,00029	0,00032	0,00025	0,00281
	0,8 D+ EQ1	0,00029	0,00032	0,00025	0,00281
2	1,25 D+ EQ2	0,00040	0,00045	0,00035	0,00444
	0,8 D+ EQ2	0,00040	0,00045	0,00035	0,00444
3	1,25 D+ EQ3	0,00053	0,00059	0,00047	0,00465
	0,8 D+ EQ3	0,00053	0,00059	0,00047	0,00465
4	1,25 D+ EQ4	0,00023	0,00026	0,00020	0,00259
	0,8 D+ EQ4	0,00023	0,00026	0,00020	0,00259
5	1,25 D+ EQ5	0,00050	0,00055	0,00044	0,00488
	0,8 D+ EQ5	0,00050	0,00055	0,00044	0,00488
6	1,25 D+ EQ6	**0,00057**	0,00060	0,00050	0,00366
	0,8 D+ EQ6	**0,00057**	0,00060	0,00050	0,00366

Les résultats obtenus pour les modèles de la catégorie de ponts 3 ont été rassemblés au Tableau 5.22. On note que la valeur du déplacement maximal (Δ_L max) est très petite relativement à la longueur minimale d'assise N (*Voir* Figure 5.16).

Tableau 5.22 Résultats finaux des modèles de la catégorie de ponts 3

Catégorie de ponts 3	**L (m)**	**ϕ (degré)**	**N (m)**	**Δ_L max (m)**	**E (%)**
Modèle 3.1	35	0	0,38800	0,00015	99,96
Modèle 3.2	35	30	0,43100	0,00018	99,96
Modèle 3.3	35	60	0,56200	0,00032	99,94
Modèle 3.4	45	0	0,41300	0,00028	99,93
Modèle 3.5	45	30	0,45900	0,00034	99,93
Modèle 3.6	45	60	0,59800	**0,00057**	99,91

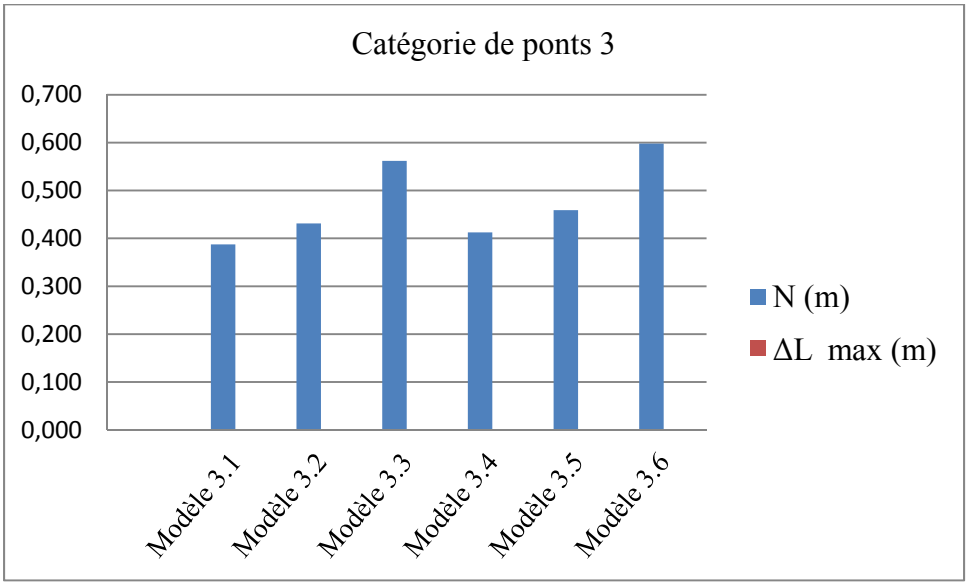


Figure 5.16 Déplacement Δ_L max vs la longueur minimale d'assise (N)

La Figure 5.17 montre la variation du déplacement longitudinal en fonction du biais. On remarque que la variation est plus significative pour un biais de 60 degrés. L'augmentation du déplacement dépasse les 100% par rapport à un tablier de pont droit (*Voir* Figure 5.17).

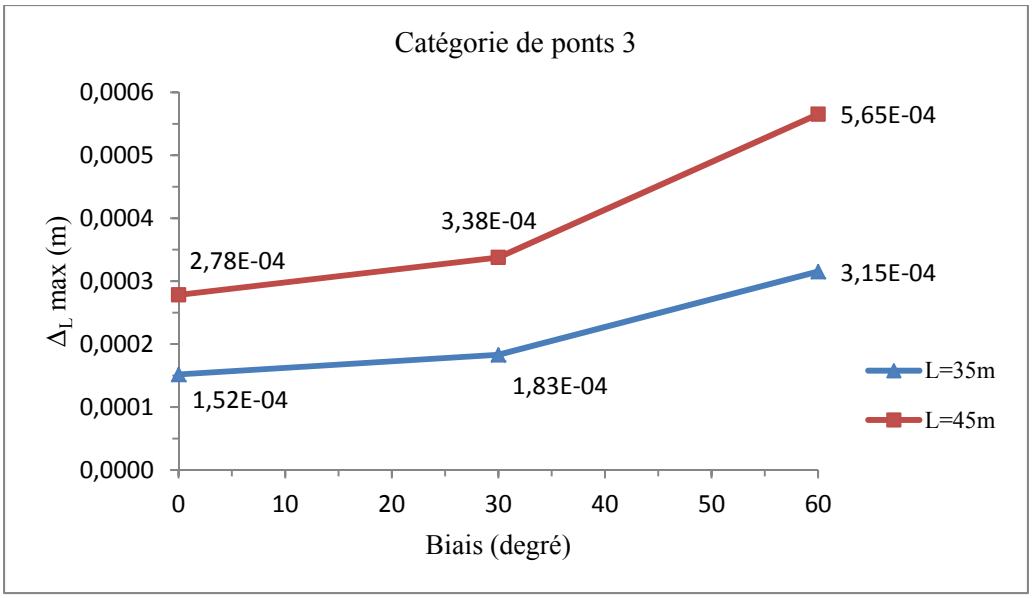


Figure 5.17 La variation du déplacement longitudinal (catégorie de ponts 3) en fonction du biais

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

La perte d'appui des tabliers a été identifiée comme étant une des causes principales de l'effondrement de plusieurs ponts lors des séismes passés qui ont frappé plusieurs régions du monde. Pour pallier à ce problème, les codes parasismiques modernes prescrivent une longueur d'assise minimale à l'endroit des appuis mobiles. La longueur d'assise minimale prescrite par la norme canadienne des ponts (CSA-S6-06) a été développée par la norme américaine AASHTO sur la base des séismes anticipés dans les régions de la côte Ouest des États-Unis. Sa validité et sa fiabilité, en tenant compte des caractéristiques des séismes anticipés dans les régions de l'Est du Canada et de la multiplicité des directions des mouvements sismiques, sont examinées en analysant le comportement sismique bidirectionnel de 15 modèles de ponts réguliers et irréguliers et en comparant principalement les déplacements, obtenus par des analyses temporelles multiples, aux longueurs d'assises minimales prescrites par la norme CSA-S6-06. Un ensemble de cinq mouvements sismiques, composés de paires d'accélérogrammes historiques, caractérisant les séismes anticipés dans les régions de l'Est du Canada, ont été utilisés dans le cadre de cette étude.

Conclusions

Les résultats de cette étude font ressortir les principales conclusions suivantes :

- Pour les ponts ayant un biais inférieur ou égal à 30°, le déplacement longitudinal du tablier obtenu pour le cas du chargement unidirectionnel (composante orthogonale la plus énergétique EQx appliquée dans la direction longitudinale du pont) est égal au déplacement longitudinal obtenu en considérant les deux composantes orthogonales du mouvement sismique appliquées simultanément.

- Pour les ponts ayant un biais supérieur à 30° soumis à un mouvement sismique bidirectionnel, la contribution au déplacement longitudinal de la composante orthogonale, EQy, appliquée dans la direction transversale du pont, peut atteindre jusqu'à 47%, soit

100% du déplacement longitudinal maximum dû à la composante EQx combiné à 47% du déplacement maximum dû à à la composante EQy. Cela est attribuable principalement au couplage des réponses dans les deux directions principales des ponts ayant un fort biais.

- Les déplacements longitudinaux des tabliers de ponts engendrés par les mouvements sismiques bidirectionnels caractérisant les régions sismiques de l'Est du Canada sont beaucoup plus faibles que les longueurs d'assise minimales prescrites par la Norme CSA-S6. Les résultats obtenus montrent que la formule de calcul de la longueur d'assise N est très conservatrice et n'est pas adaptée à la sismicité de l'Est du Canada.

- Pour les ponts à une travée simplement appuyée (ponts de catégorie 3), la longueur de la travée est le paramètre qui a le plus d'influence sur le déplacement longitudinal du tablier du pont. Pour les ponts à plusieurs travées continues (ponts de catégorie 1 et 2), la hauteur des piles et le biais ont été identifiés comme étant les paramètres les plus influents.

Recommandations

Sur la base de l'étude analytique réalisée dans le cadre de ce projet, les recommandations suivantes peuvent être énoncées :

- Pour les ponts dont le biais est inférieur ou égal à 30°, le calcul du déplacement longitudinal du tablier dû aux mouvements sismiques bidirectionnels peut être fait en appliquant uniquement la composante la plus énergétique dans la direction longitudinale du pont. Par contre, pour les ponts dont le biais est supérieur à 30°, l'estimation adéquate du déplacement longitudinal nécessite une analyse bidirectionnelle en considérant simultanément les deux composantes horizontales du mouvement sismique.

- La longueur d'assise minimale N, actuellement préconisée par la norme CSA-S6-06, est basée sur la sismicité de la Californie et de l'Ouest des États-Unis et semble être très conservatrice pour les ponts situés dans les zones de moyenne sismicité de l'Est du Canada. Il est recommandé de faire des études complémentaires pour adapter la formule du N en tenant compte de la sismicité de l'Est du Canada. Par ailleurs, des études complémentaires sont requises pour évaluer la validité de la formule du N pour la sismicité de l'Ouest du Canada.

- Il est recommandé aussi, dans des études complémentaires, de considérer d'autre modèles de ponts et de tenir compte, entre autres, des effets : (a) de la catégorie de sol, et (b) de l'interaction sol-structure.

ANNEXE I

DIMENSIONNEMENT

Cette annexe présente la méthode employée, en premier, pour le dimensionnement des colonnes et en second pour le calcul de la rigidité effective. Pour tenir compte de la fissuration de ces colonnes lors des secousses.

Dimensionnement

a) Calcul de l'effort axial

Combinaison de force

Statique : D + L (charge morte+charge vive) , charge vive : les camions CL625

1. Modèle 1

- H= 4m ; D = 1m

Effort axial (CSIBridge) = 1980.30KN

Charge vive= 12 camions de 625KN x 0,7 (facteur de modification pour 4 voies) =5250kn

Charge vive par colonne = 5250 x 0,251= 1317,75 KN

Charge totale pondérée = 1.25 x 1980,30 + 1,5 x 1317,75 = 4452 KN

- H = 12 m ; D= 2 M

Effort axial (CSIBridge) = 2789,22 KN

Charge totale pondérée = 1,25 x 2789,22 + 1.5 x 1317,75 = 4563,15 KN

2. Modèle 2

H = 8m ; D= 1.3 m

Effort axial (CSIBridge) = 2185,62KN

Charge vive par colonne = 5250 x 0,253= 1328,25 KN

Charge totale pondérée = 1,25 x 2185,62 + 1.5 x 1328,25 = 4724,4 KN

b) Vérification du dimensionnement des colonnes

On choisit le taux d'armatures longitudinales ρ_g égale à 0.04. il faut que la charge totale (P_{axiale}) soit inférieure à la résistance pondérée maximale à l'effort de compression de la section du béton ($P_{r(max)}$). $P_{r(max)}$ se calcul en utilisant l'équation suivante.

$$P_{r(max)} = 0.8\ A_g\ [\ \alpha_1 \phi_c\ f'_c(1- \rho_g\ ) + \phi_s\ f_y\ \rho_g]$$

$$\begin{cases} \rho g = 0{,}04 \\ f'c = 35\ \text{MPa} \\ fy = 400\ \text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma\ \max = \frac{\text{Pr(max)}}{\text{Ag}} = 26{,}36\ \text{MPa}$$

1 Modèle 1

- D = 1m

$P_{r(max)}$= σ max . A_g = 26,36 103 x 1 = 26360 KN

P_{axiale} = 4452 KN $<$ Pr(max) $=$ 26360 KN

- D = 2m

$P_{r(max)}$= σ max . A_g = 26,36 103 x 2 = 52720 KN

P_{axiale} = 5463,15 KN $<$ Pr(max) $=$ 52720 KN

2 Modèle 2

D = 1m

$P_{r(max)}$ = σ max . A_g = 26,36 103 x1,3 = 34268 KN

P_{axiale} = 4724,4 KN $<$ Pr(max) $=$ 34268 KN

Rigidité effective

1 Modèle 1

- D = 1m

$\text{Paxiale}/(\text{Ag f'c}) = 4452 \times 10^3/1 \times 35 \times 10^6 = 0{,}13 \rightarrow Ie/Ig = 0.685$

- D = 2m

$\text{Paxiale}/(\text{Ag f'c}) = 5463{,}15 \times 10^3/2 \times 35 \times 10^6 = 0{,}07 \rightarrow Ie/Ig = 0.69$

2 Modèle 2

$$\text{Paxiale}/(\text{Ag f'c}) = 4724{,}4 \times 10^3/1{,}3 \times 35 \times 10^6 = 0{,}1 \rightarrow Ie/Ig = 0.695$$

Les ratios de la rigidité pour les colonnes sont déterminés en utilisant le graphe qui est présenté dans la Figure-A I-1. On prend 0.69 pour les deux modèles.

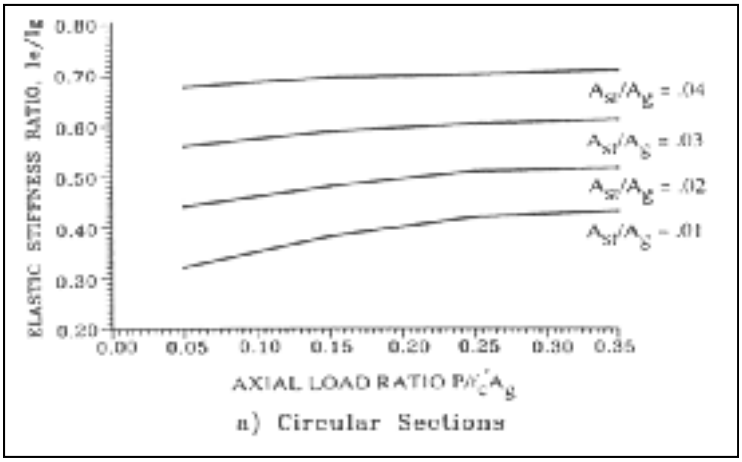


Figure-A I-1 Rigidité effective des colonnes de béton armé fissuré
Tirée de Priestley, Seible et Calvi (1996, p. 173)

ANNEXE II

VALEURS DE CALCUL DES MOUVEMENTS DU SOL DU CNBC 2010
(valeurs médianes pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans)

Ville	Valeurs de calcul des mouvements du sol dans le CNB de 2010 (en unités de g)									
	$S_a(0.2)$		$S_a(0.5)$		$S_a(1.0)$		$S_a(2.0)$		PGA	
St. John's	0,17	R	0,12	R	0,076	R	0,025	R	0,057	R
Halifax	0,23	R	0,15	R	0,085	R	0,027	R	0,086	R
Charlottetown	0,15	R	0,11	R	0,070	H	0,024	H	0,049	H
Moncton	0,25	H	0,17	H	0,084	H	0,029	H	0,14	H
Fredericton	0,33	R	0,21	R	0,10	H	0,034	H	0,18	R
La Malbaie	2,3	H	1,1	H	0,53	H	0,16	H	1,2	H
Québec	0,55	R	0,32	H	0,15	H	0,052	H	0,30	R
Trois-Rivières	0,59	R	0,30	R	0,13	H	0,045	R	0,31	R
Montréal	0,64	R	0,31	R	0,14	R	0,048	R	0,33	R
Ottawa	0,64	R	0,31	R	0,14	R	0,046	R	0,32	R
Niagara Falls	0,34	H	0,19	H	0,070	H	0,023	H	0,20	H
Toronto	0,22	H	0,13	H	0,067	R	0,021	R	0,12	H
Windsor	0,15	R	0,085	R	0,045	R	0,014	R	0,073	R
Winnipeg	0,095	F	0,057	F	0,026	F	0,006	F	0,036	F
Regina	0,10	H	0,057	F	0,026	F	0,006	F	0,040	H
Calgary	0,15	H	0,084	H	0,041	H	0,023	H	0,088	H
Kelowna	0,28	H	0,17	H	0,094	R	0,056	R	0,14	H
Kamloops	0,28	H	0,17	H	0,10	R	0,061	R	0,14	H
Prince George	0,13	H	0,079	H	0,040	R	0,026	R	0,070	H
Vancouver	0,94	H	0,64	R	0,39	R	0,17	R	0,46	H
Victoria	1,2	H	0,82	H	0,38	H	0,18	R	0,61	H
Tofino	1,2	C	0,94	C	0,48	C	0,21	C	0,52	C
Prince Rupert	0,38	R	0,25	R	0,15	R	0,066	R	0,18	R
Queen Charlotte	0,62	R	0,57	H	0,46	H	0,24	H	0,33	R
Inuvik	0,10	H	0,069	H	0,041	R	0,026	R	0,060	H
Whitehorse	0,22	H	0,15	H	0,10	R	0,060	R	0,11	H

Dans le tableau, les lettres indiquent le type de résultat qui régit chaque valeur :

H = zone source historique R = zone source régionale C = séisme de Cascadia F = niveau plancher

ANNEXE III

ACCÉLÉROGRAMMES ET LEUR SPECTRE DE RÉPONSE APRÈS TRANSFORMATION

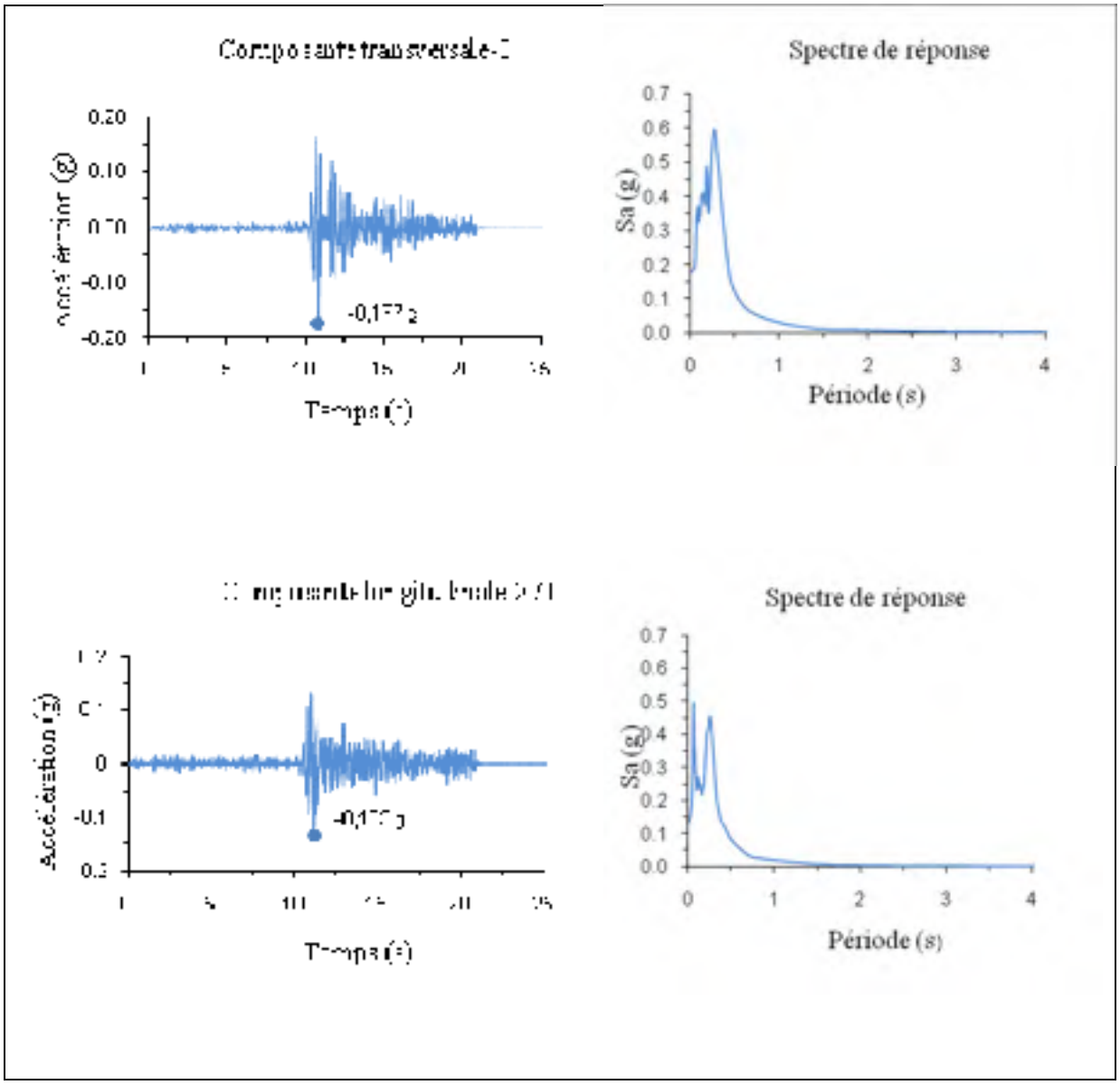


Figure-A III-1 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay après transformation, station les Éboulements

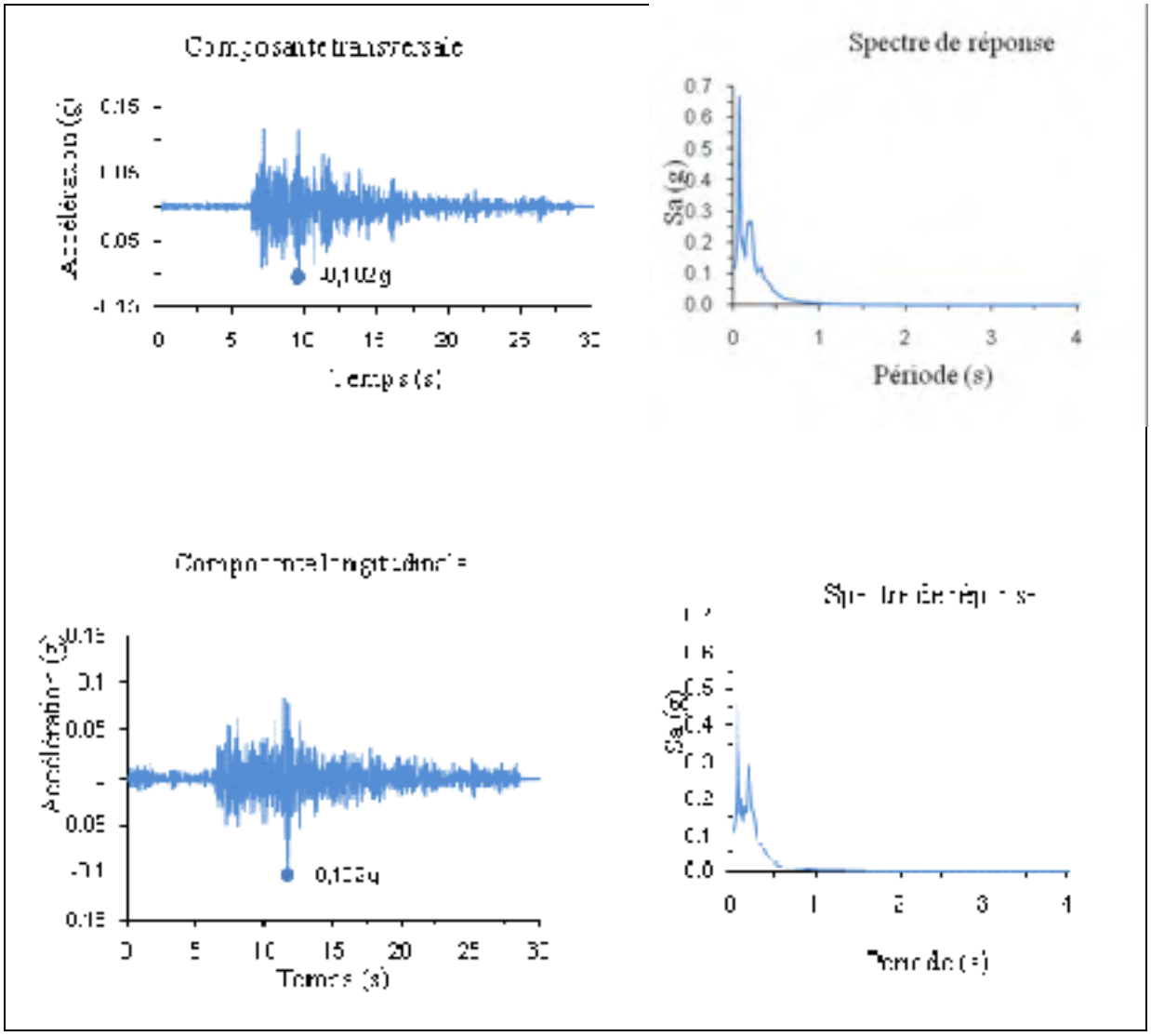


Figure-A III-2 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Saguenay après transformation, station Saint-André

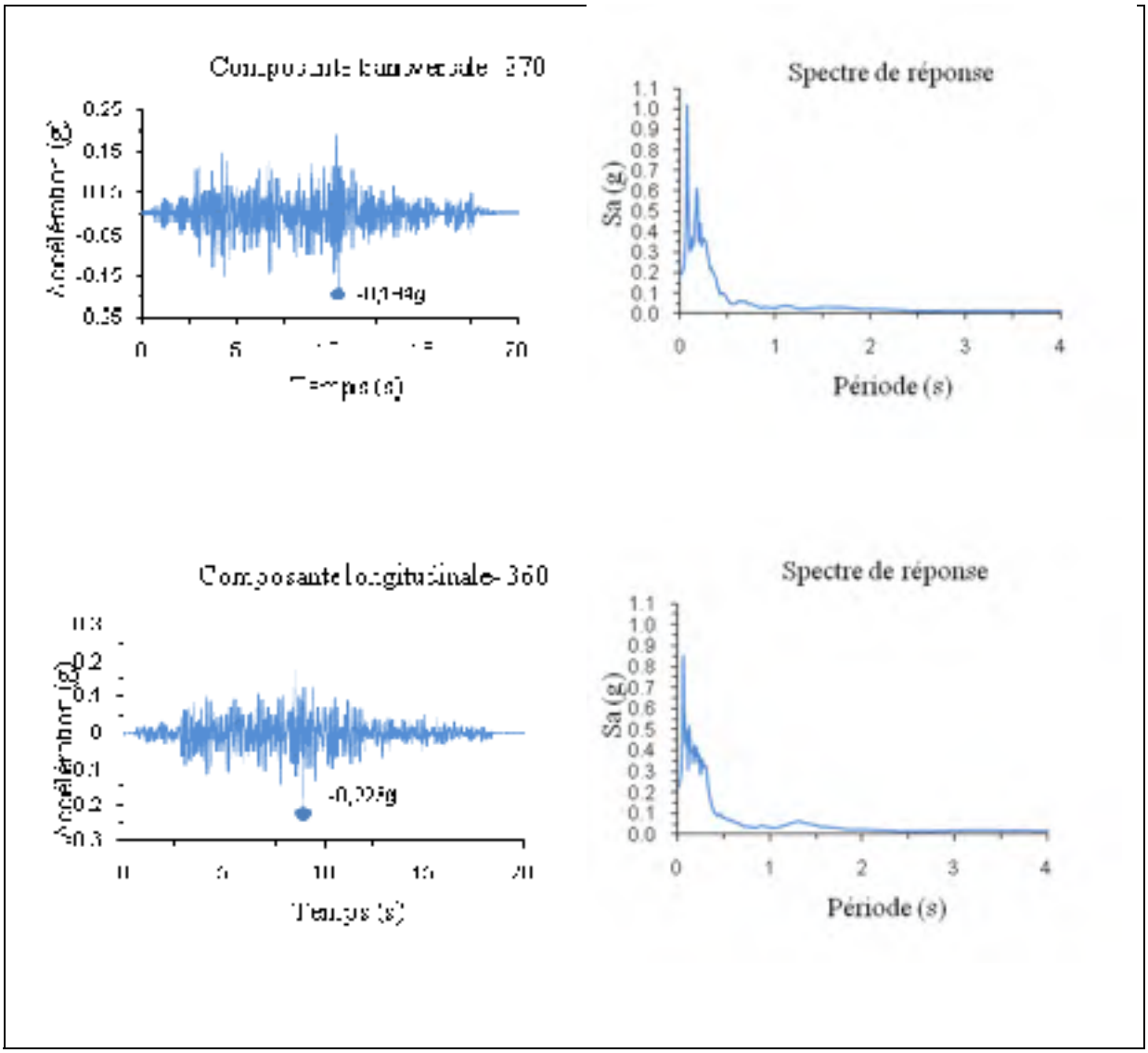


Figure-A III-3 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Nahanni après transformation

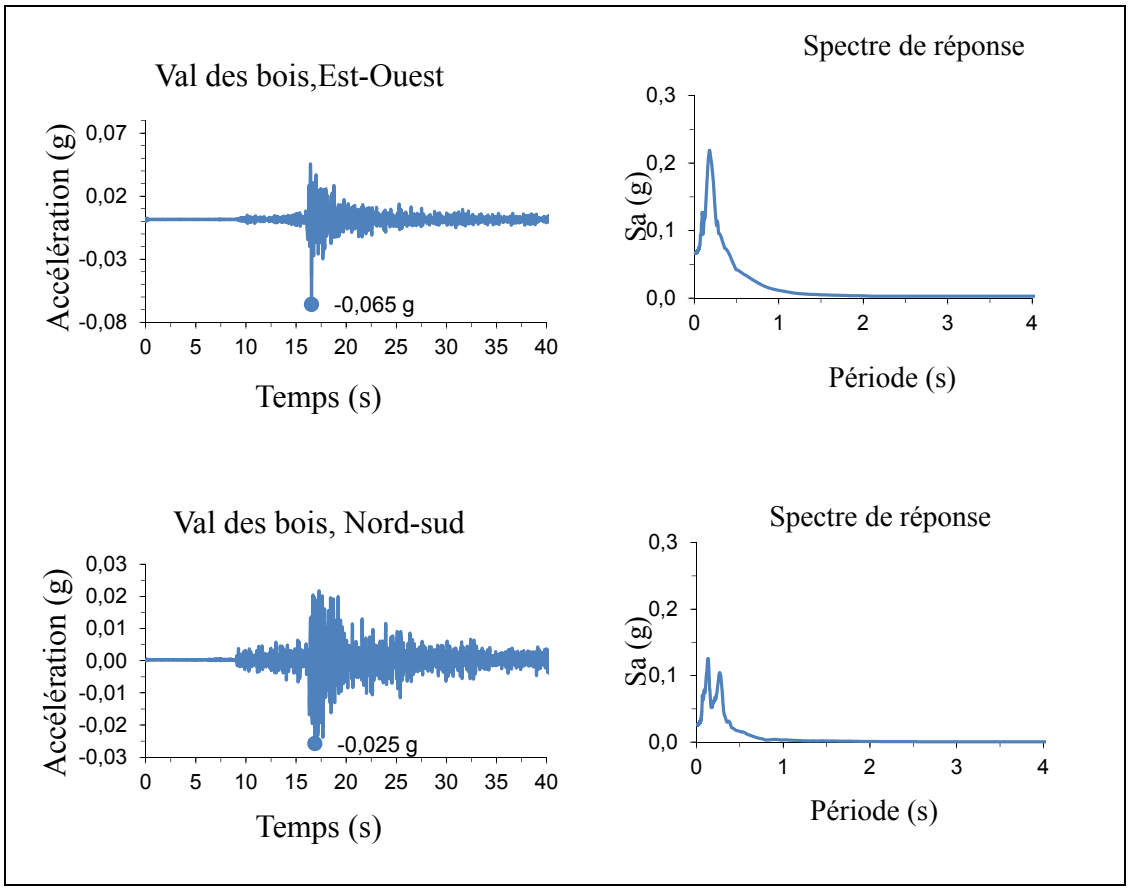


Figure-A III-4 Accélérogramme et spectre de réponse pour le séisme de Val des Bois après transformation

ANNEXE IV

ACCÉLÉROGRAMMES ET LEUR SPECTRE DE RÉPONSE AVANT ET APRÈS CALIBRATION

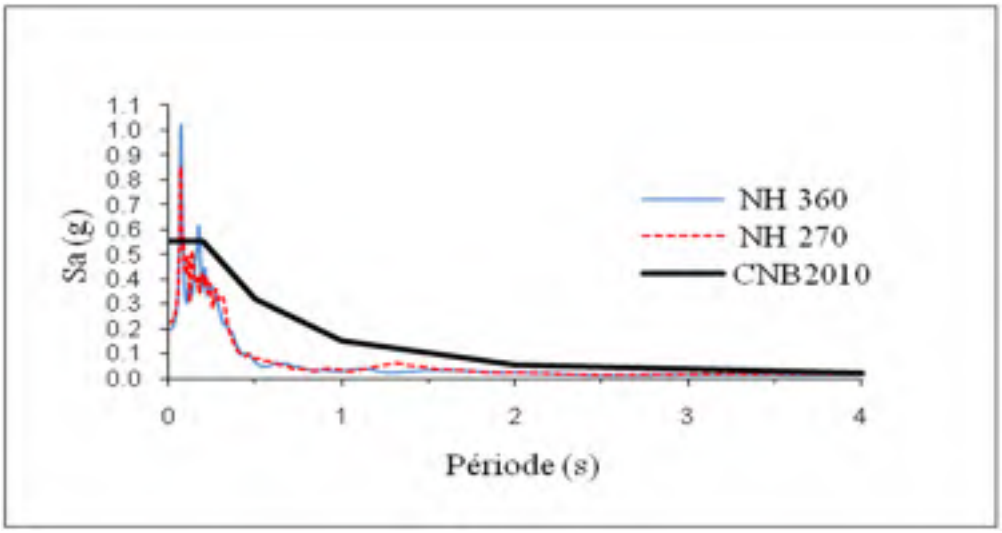


Figure-A IV-1 Spectre de réponse pour le séisme de Nahanni avant calibration

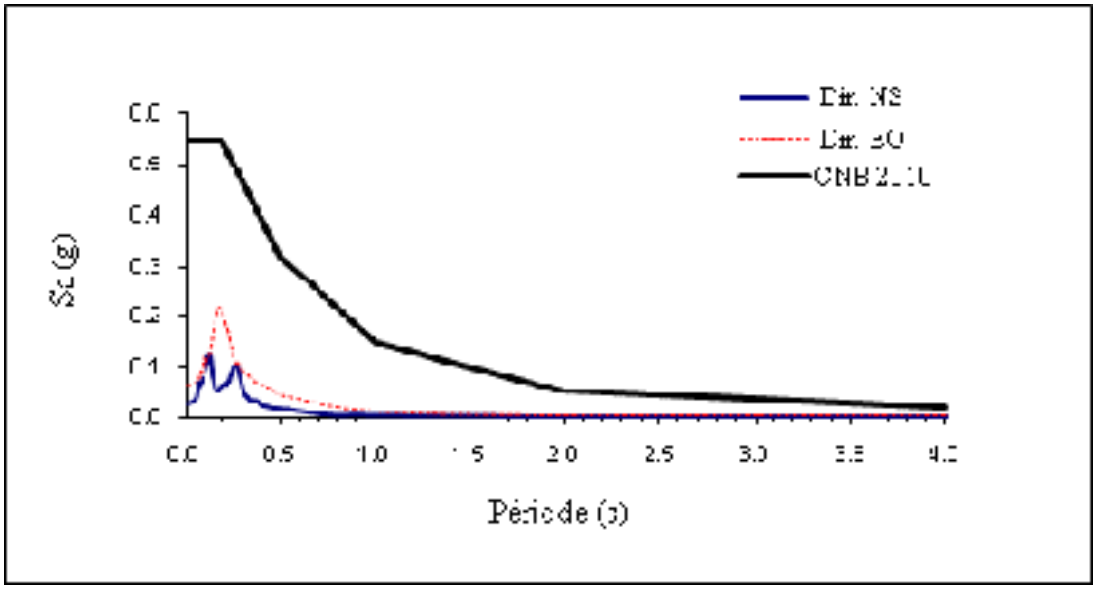


Figure-A IV-2 Spectre de réponse pour le séisme de Val des Bois avant calibration

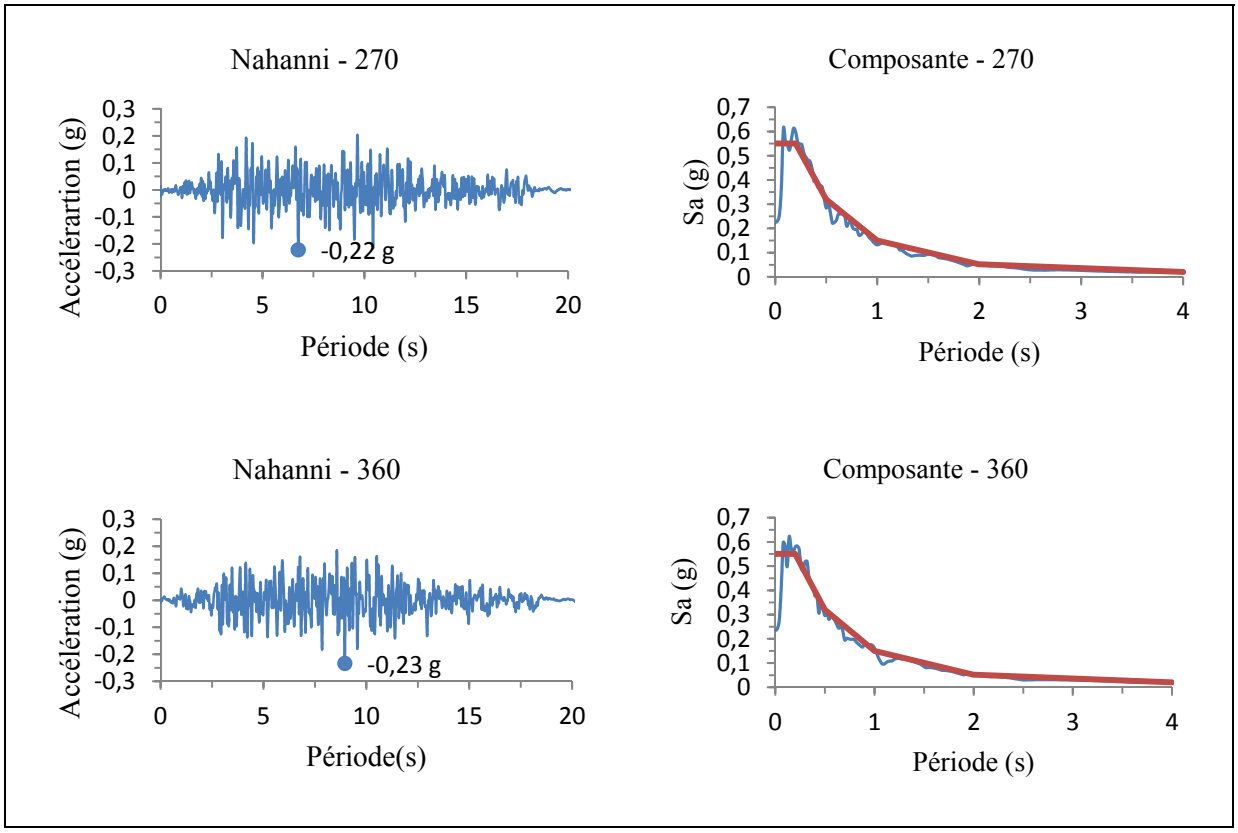


Figure-A IV-2 Accélérogrammes du séisme de Nahanni après calibration

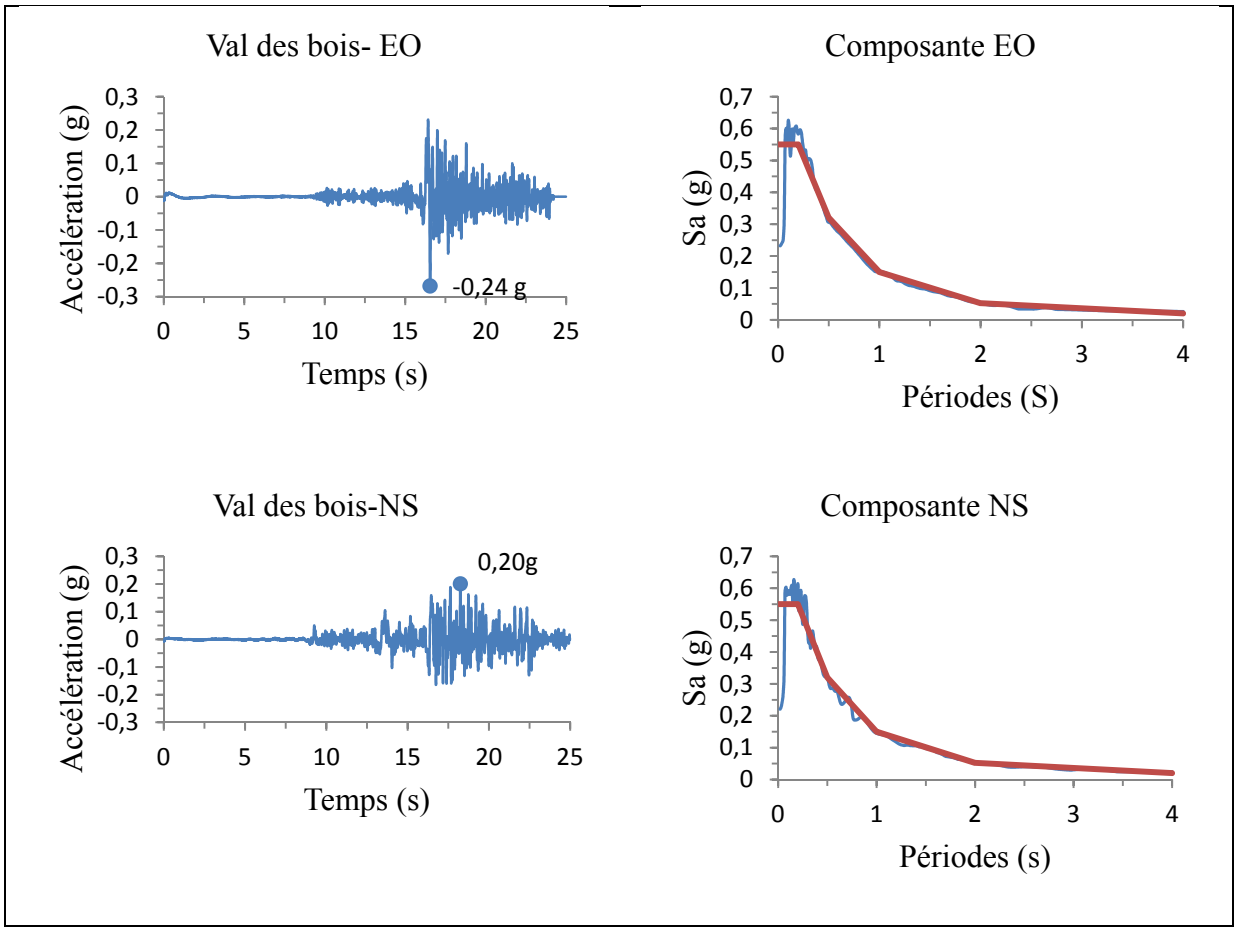


Figure-A IV-3 Accélérogrammes du séisme de Val des Bois après calibration

ANNEXE V

ACCÉLÉROGRAMMES FINAUX ET LEUR SPECTRE DE RÉPONSE

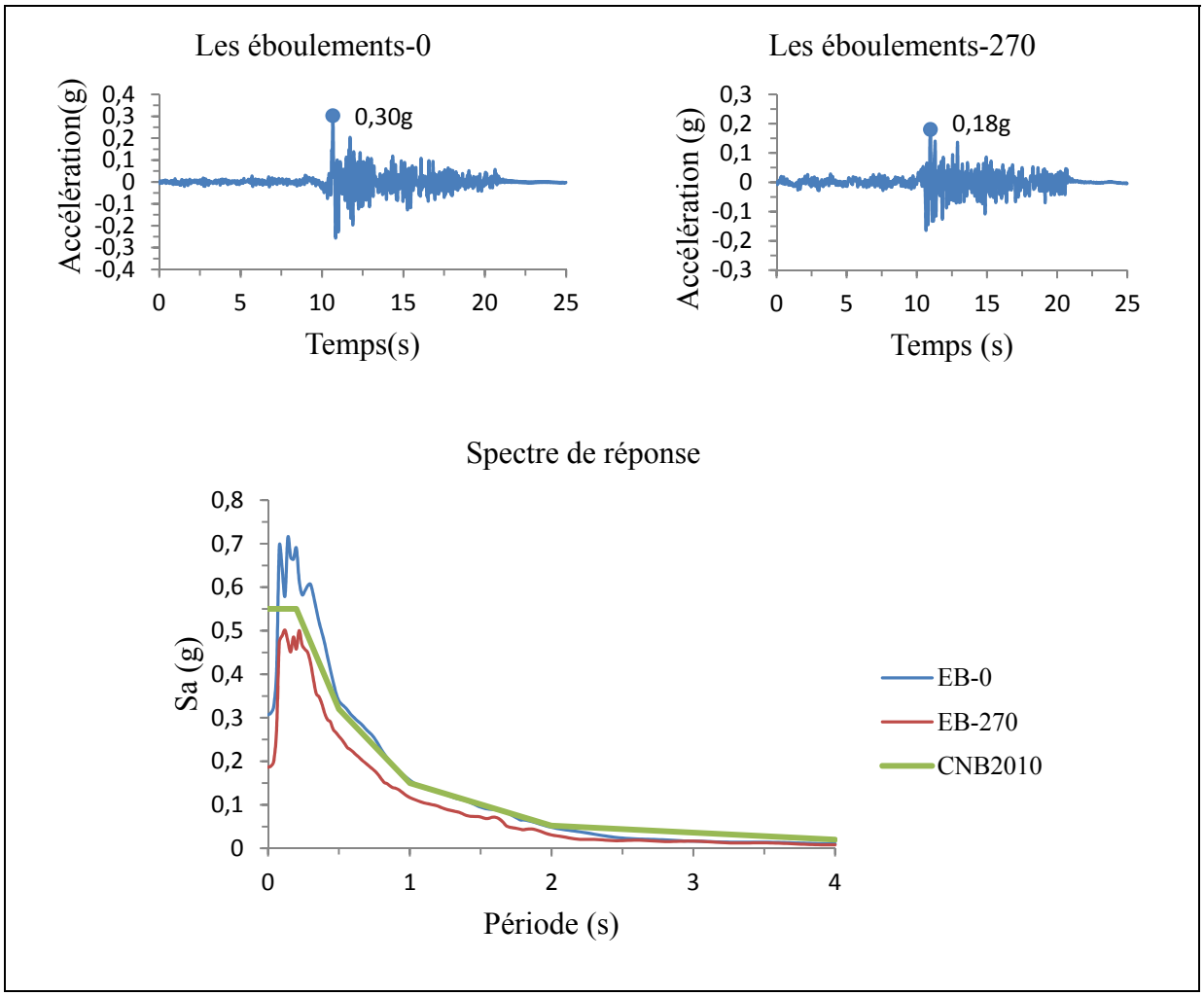


Figure-A V-1 Accélérogrammes et spectres de réponse pour le séisme de Saguenay, station les Éboulements

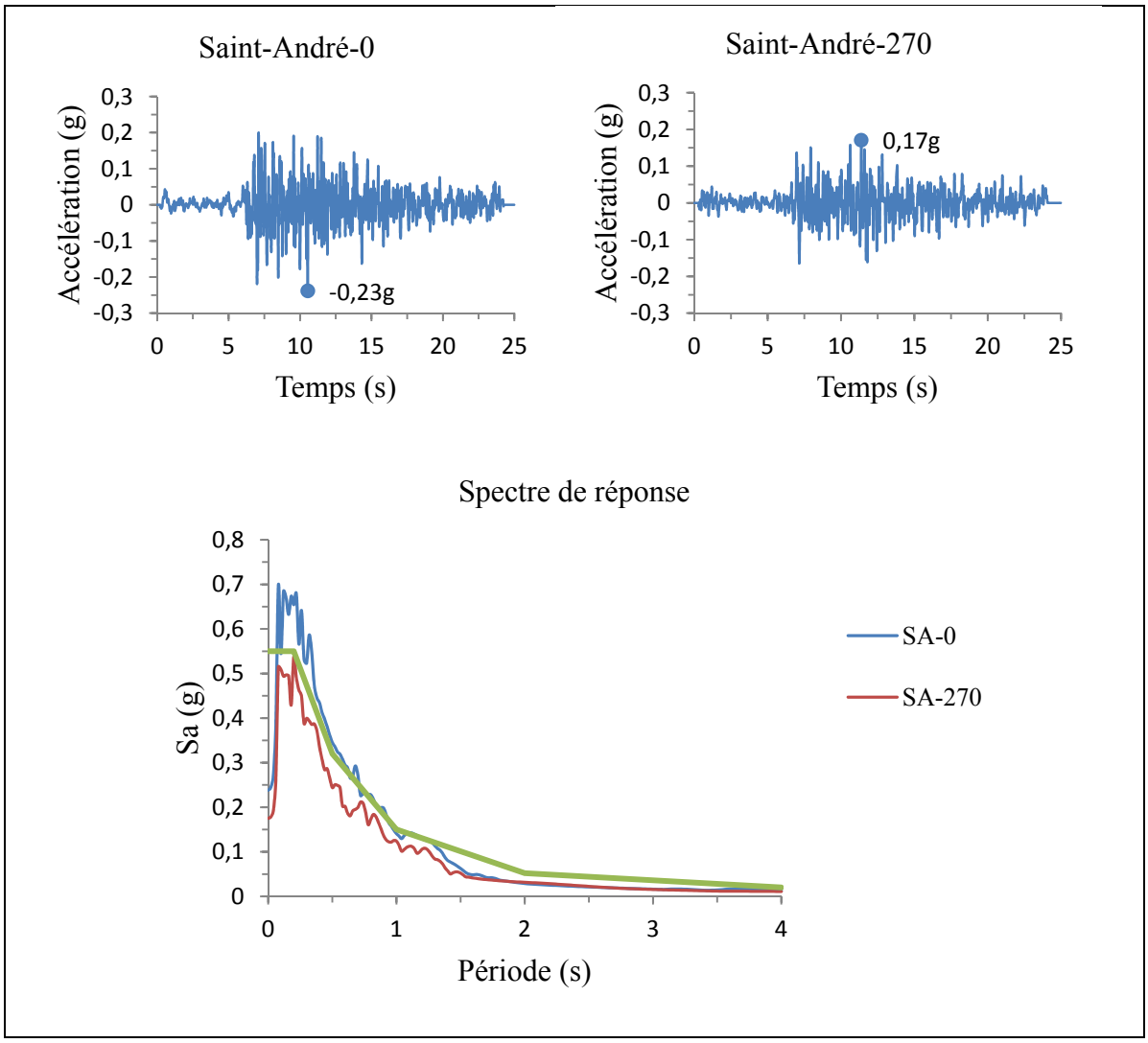


Figure-A V-2 Accélérogrammes et spectres de réponse pour le séisme de Saguenay, station Saint-André

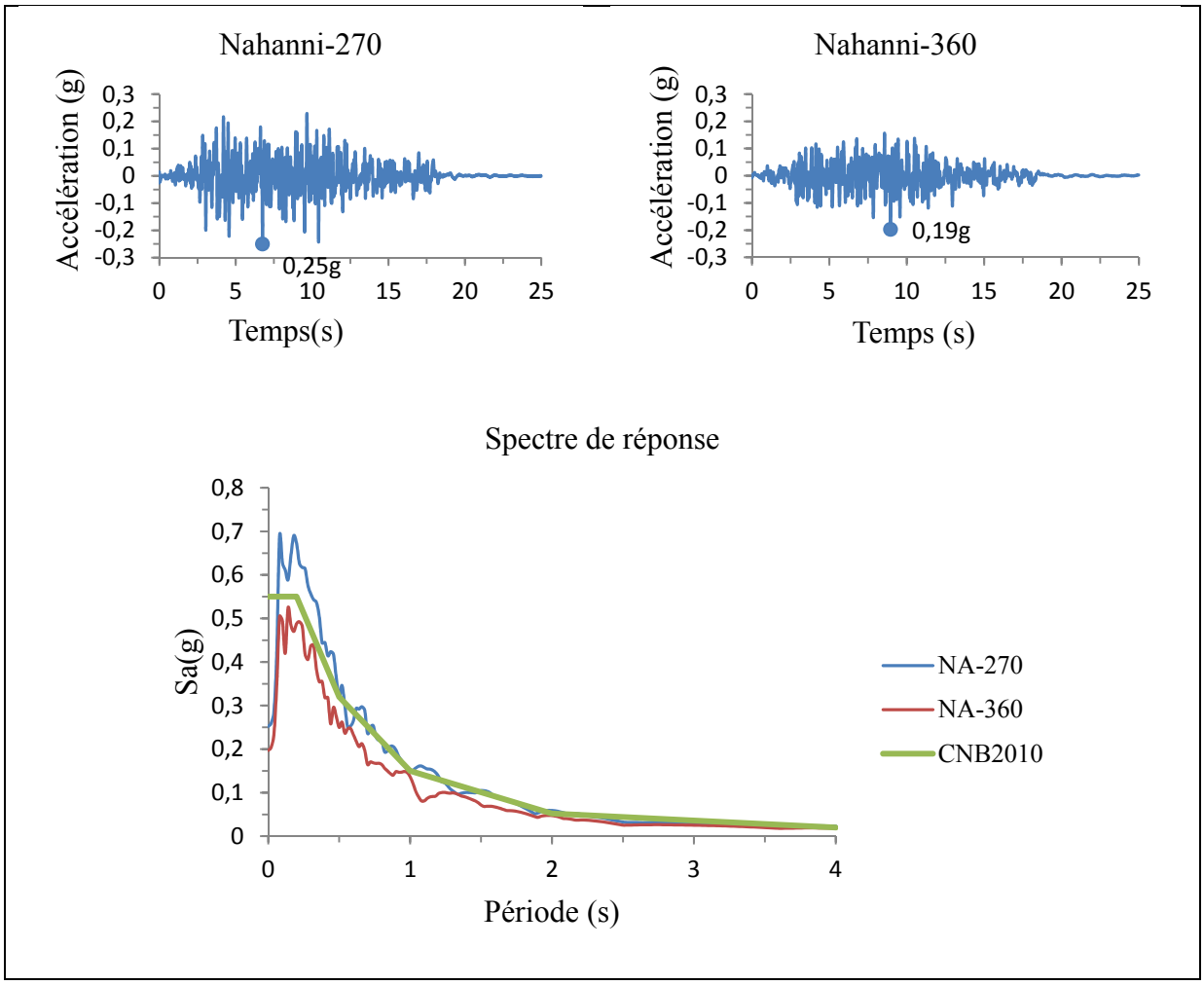


Figure-A V-3 Accélérogrammes et spectres de réponse pour le séisme du Nahanni

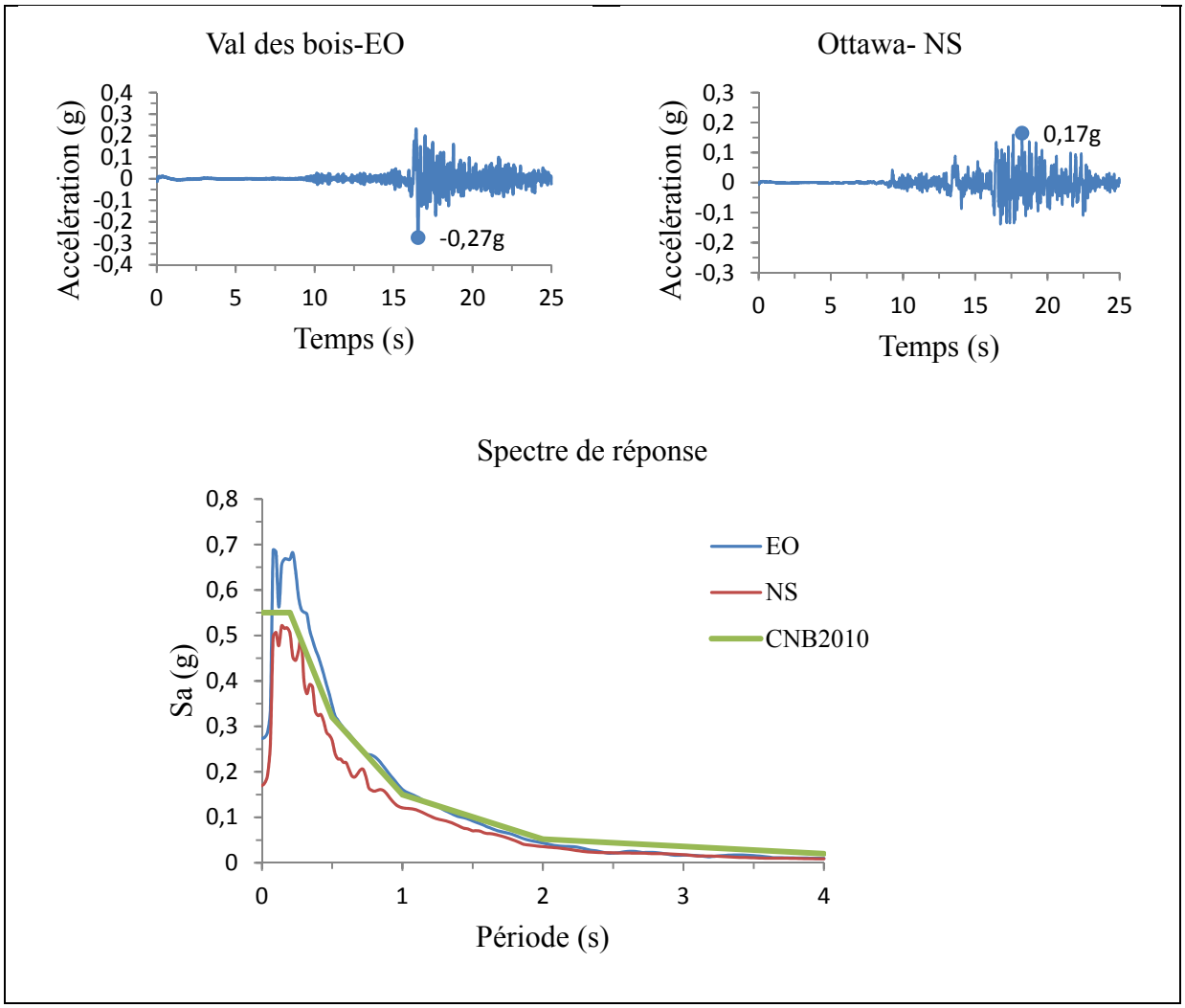


Figure-A V-4 Accélérogrammes et spectres de réponse pour le séisme de Val des bois

ANNEXE VI

DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX (modèles 1.1 à 1.5)

	MODELE 1.1						
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**					
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**
1	1,25 D+ EQ1	**0,01850**	**0,02020**	**0,02070**	**0,02160**	**0,02080**	**0,02040**
	0,8 D+ EQ1	**0,01850**	**0,02020**	**0,02070**	**0,02170**	**0,02080**	**0,02040**
2	1,25 D+ EQ2	0,00012	0,00014	0,00013	0,00014	0,00014	0,00014
	0,8 D+ EQ2	0,00010	0,00012	0,00011	0,00012	0,00016	0,00012
3	1,25 D+ EQ3	**0,01850**	**0,02020**	**0,02070**	**0,02160**	**0,02080**	**0,02040**
	0,8 D+ EQ3	**0,01850**	**0,02020**	**0,02070**	**0,02170**	**0,02080**	**0,02040**
4	1,25 D+ EQ4	0,01450	0,01460	0,01520	0,01610	0,01540	0,01520
	0,8 D+ EQ4	0,01450	0,01460	0,01520	0,01610	0,01540	0,01520
5	1,25 D+ EQ5	0,00015	0,00015	0,00017	0,00015	0,00016	0,00016
	0,8 D+ EQ5	0,00018	0,00013	0,00015	0,00013	0,00014	0,00014
6	1,25 D+ EQ6	0,01460	0,01460	0,01520	0,01610	0,01550	0,01520
	0,8 D+ EQ6	0,01450	0,01460	0,01520	0,01610	0,01550	0,01520

	Modèle 1.2							
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**						
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**	**Δ_L Perpendiculaire à la culée**
1	1,25 D+ EQ1	**0,0153**	**0,0170**	**0,0161**	**0,0186**	**0,0172**	**0,0168**	**0,0196**
	0,8 D+ EQ1	**0,0153**	**0,0170**	**0,0161**	**0,0186**	**0,0172**	**0,0168**	**0,0196**
2	1,25 D+ EQ2	0,0052	0,0070	0,0060	0,0051	0,0059	0,0058	0,0068
	0,8 D+ EQ2	0,0052	0,0069	0,0060	0,0051	0,0059	0,0058	0,0068
3	1,25 D+ EQ3	0,0149	0,0162	0,0143	0,0167	0,0152	0,0155	0,0180
	0,8 D+ EQ3	0,0149	0,0163	0,0143	0,0166	0,0152	0,0155	0,0180
4	1,25 D+ EQ4	0,0113	0,0123	0,0117	0,0110	0,0124	0,0117	0,0136
	0,8 D+ EQ4	0,0113	0,0122	0,0117	0,0110	0,0124	0,0117	0,0136
5	1,25 D+ EQ5	0,0076	0,0091	0,0079	0,0079	0,0077	0,0080	0,0093
	0,8 D+ EQ5	0,0076	0,0091	0,0079	0,0079	0,0077	0,0080	0,0093
6	1,25 D+ EQ6	0,0108	0,0111	0,0107	0,0128	0,0147	0,0120	0,0140
	0,8 D+ EQ6	0,0108	0,0111	0,0107	0,0128	0,0147	0,0120	0,0140

	Modèle 1.3							
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**						
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**	**Δ_L Perpendiculaire à la culée**
1	1,25 D+ EQ1	0,0121	0,0128	0,0134	0,0148	0,0138	0,0134	0,0267
	0,8 D+ EQ1	0,0122	0,0131	0,0131	0,0144	0,0135	0,0132	0,0265
2	1,25 D+ EQ2	0,0071	0,0064	0,0078	0,0084	0,0069	0,0073	0,0146
	0,8 D+ EQ2	0,0067	0,0061	0,0074	0,0080	0,0071	0,0071	0,0142
3	1,25 D+ EQ3	**0,0166**	0,0148	**0,0160**	**0,0167**	**0,0197**	**0,0168**	**0,0335**
	0,8 D+ EQ3	0,0163	**0,0151**	0,0157	0,0164	0,0194	0,0166	0,0331
4	1,25 D+ EQ4	0,0096	0,0087	0,0088	0,0093	0,0095	0,0092	0,0183
	0,8 D+ EQ4	0,0093	0,0083	0,0084	0,0084	0,0092	0,0087	0,0174
5	1,25 D+ EQ5	0,0084	0,0099	0,0011	0,0081	0,0088	0,0073	0,0145
	0,8 D+ EQ5	0,0081	0,0096	0,0101	0,0078	0,0092	0,0089	0,0179
6	1,25 D+ EQ6	0,0153	0,0110	0,0147	0,0112	0,0165	0,0137	0,0275
	0,8 D+ EQ6	0,0149	0,0112	0,0143	0,0109	0,0162	0,0135	0,0270

	Modèle 1.4						
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**					
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**
1	1,25 D+ EQ1	0,0370	0,0339	0,0350	0,0317	**0,0315**	0,0338
	0,8 D+ EQ1	0,0372	0,0339	0,0350	0,0317	**0,0315**	**0,0339**
2	1,25 D+ EQ2	0,0003	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
	0,8 D+ EQ2	0,0003	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002
3	1,25 D+ EQ3	**0,0373**	**0,0339**	**0,0351**	**0,0317**	0,0313	0,0338
	0,8 D+ EQ3	**0,0373**	**0,0339**	**0,0351**	**0,0317**	0,0313	**0,0339**
4	1,25 D+ EQ4	0,0279	0,0241	0,0244	0,0217	0,0250	0,0246
	0,8 D+ EQ4	0,0279	0,0241	0,0244	0,0217	0,0250	0,0246
5	1,25 D+ EQ5	0,0003	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
	0,8 D+ EQ5	0,0003	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	0,0003
6	1,25 D+ EQ6	0,0280	0,0240	0,0244	0,0217	0,0252	0,0247
	0,8 D+ EQ6	0,0280	0,0240	0,0244	0,0217	0,0252	0,0247

		Modèle 1.5						
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**						
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**	**Δ_L Perpendiculaire à la culée**
1	1,25 D+ EQ1	**0,0321**	**0,0288**	0,0273	**0,0310**	**0,0280**	**0,0295**	**0,0342**
	0,8 D+ EQ1	**0,0321**	**0,0288**	0,0273	0,0300	**0,0280**	0,0293	0,0340
2	1,25 D+ EQ2	0,0068	0,0058	0,0052	0,0071	0,0062	0,0062	0,0072
	0,8 D+ EQ2	0,0068	0,0058	0,0052	0,0071	0,0062	0,0062	0,0072
3	1,25 D+ EQ3	0,0285	0,0260	**0,0281**	0,0267	0,0279	0,0274	0,0319
	0,8 D+ EQ3	0,0285	0,0260	**0,0281**	0,0267	0,0279	0,0275	0,0319
4	1,25 D+ EQ4	0,0237	0,0211	0,0185	0,0214	0,0194	0,0208	0,0242
	0,8 D+ EQ4	0,0237	0,0211	0,0185	0,0214	0,0194	0,0208	0,0242
5	1,25 D+ EQ5	0,0089	0,0089	0,0077	0,0081	0,0082	0,0084	0,0097
	0,8 D+ EQ5	0,0090	0,0090	0,0077	0,0081	0,0082	0,0084	0,0098
6	1,25 D+ EQ6	0,0206	0,0142	0,0202	0,0178	0,0249	0,0195	0,0227
	0,8 D+ EQ6	0,0206	0,0115	0,0202	0,0177	0,0249	0,0190	0,0221

ANNEXE VII

DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX MAXIMAUX DES DIFFÉRENTS CAS DE CHARGEMENT DU MODÈLE 1.6

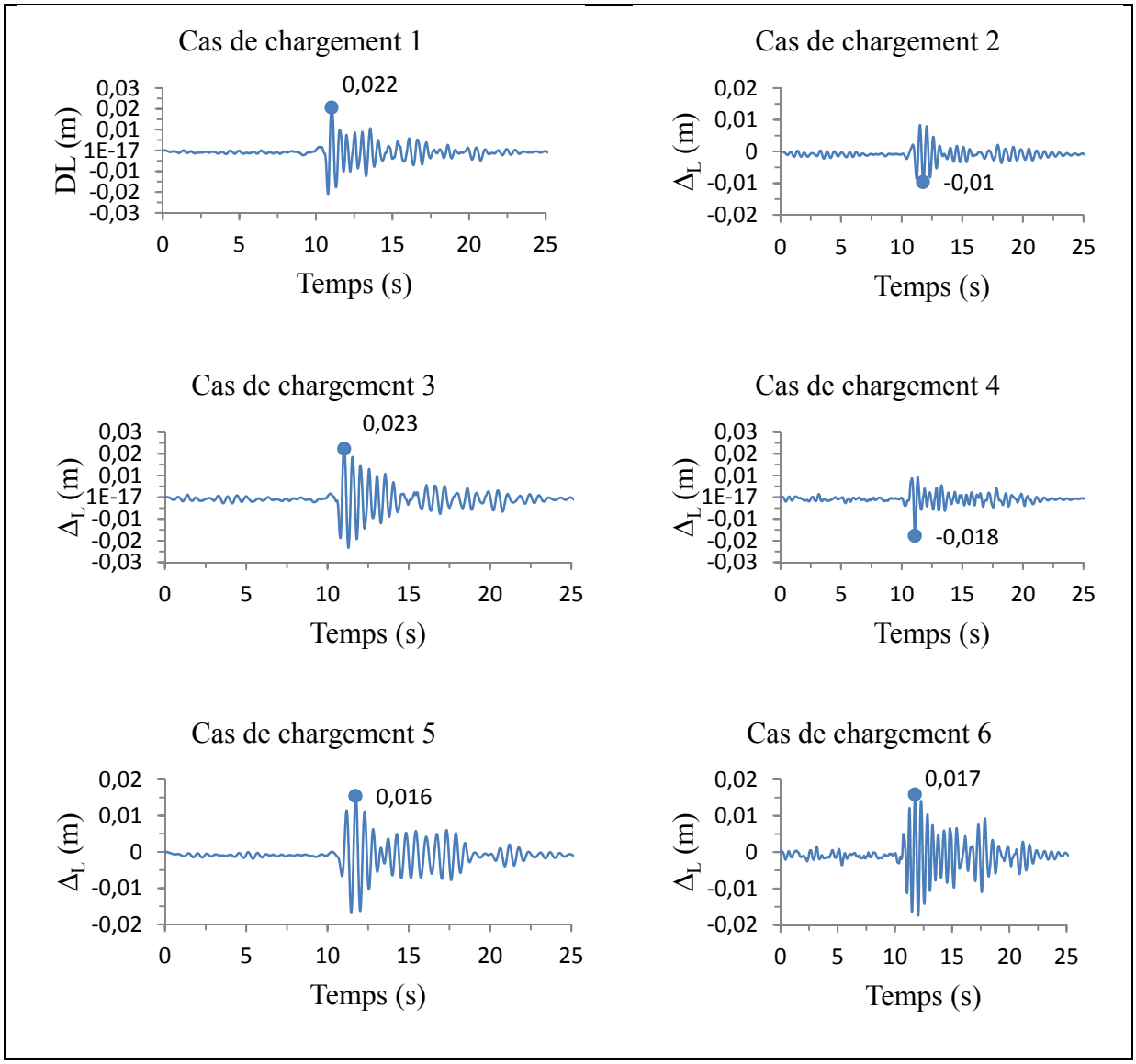


Figure-A VII-1 Déplacements longitudinaux maximaux enregistrés au niveau de la culée (Modèle 1.6, Les Éboulements)

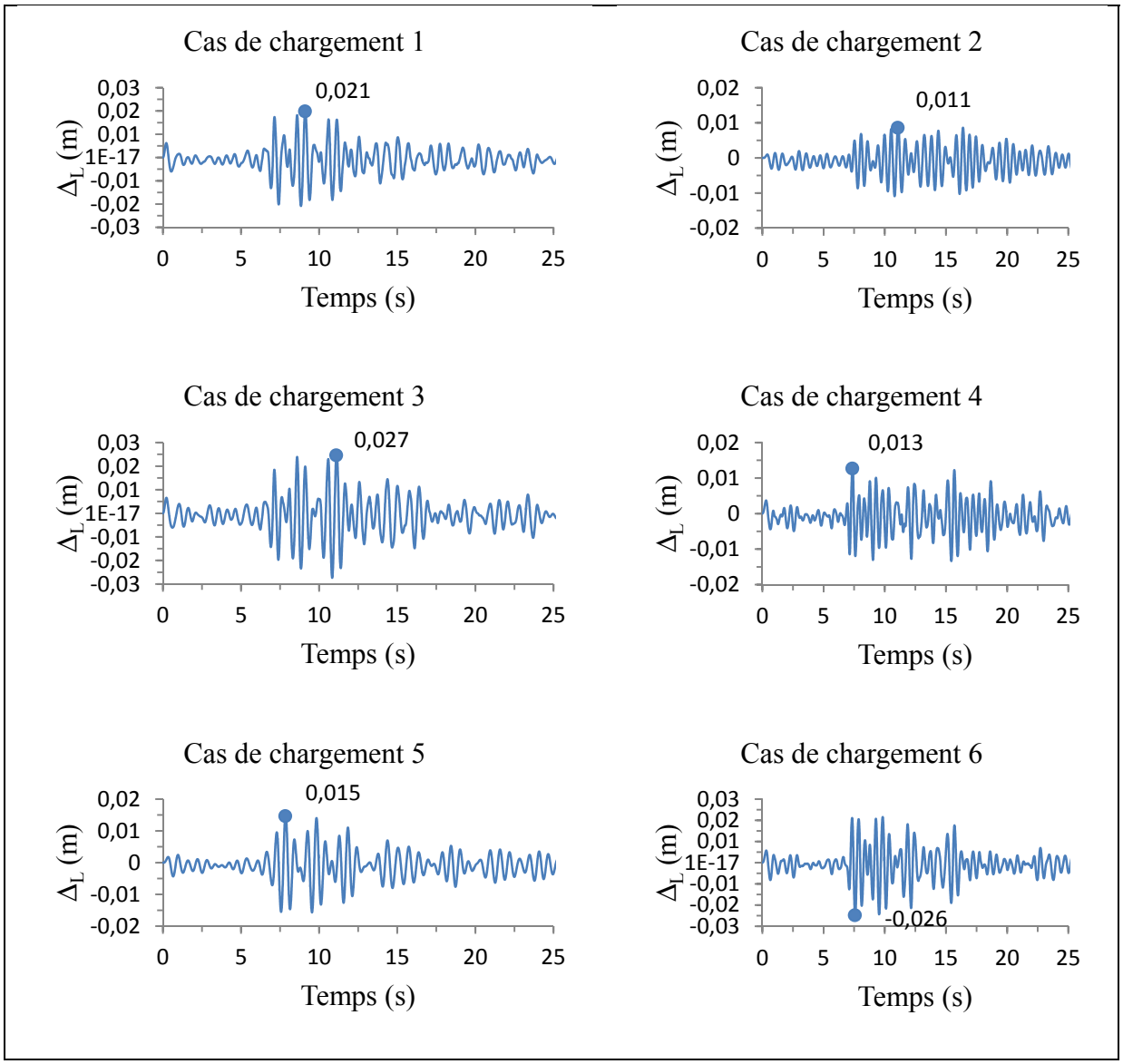


Figure-A VII-2 Déplacements longitudinaux maximaux enregistrés au niveau de la culée (Modèle 1.6, Saint-André)

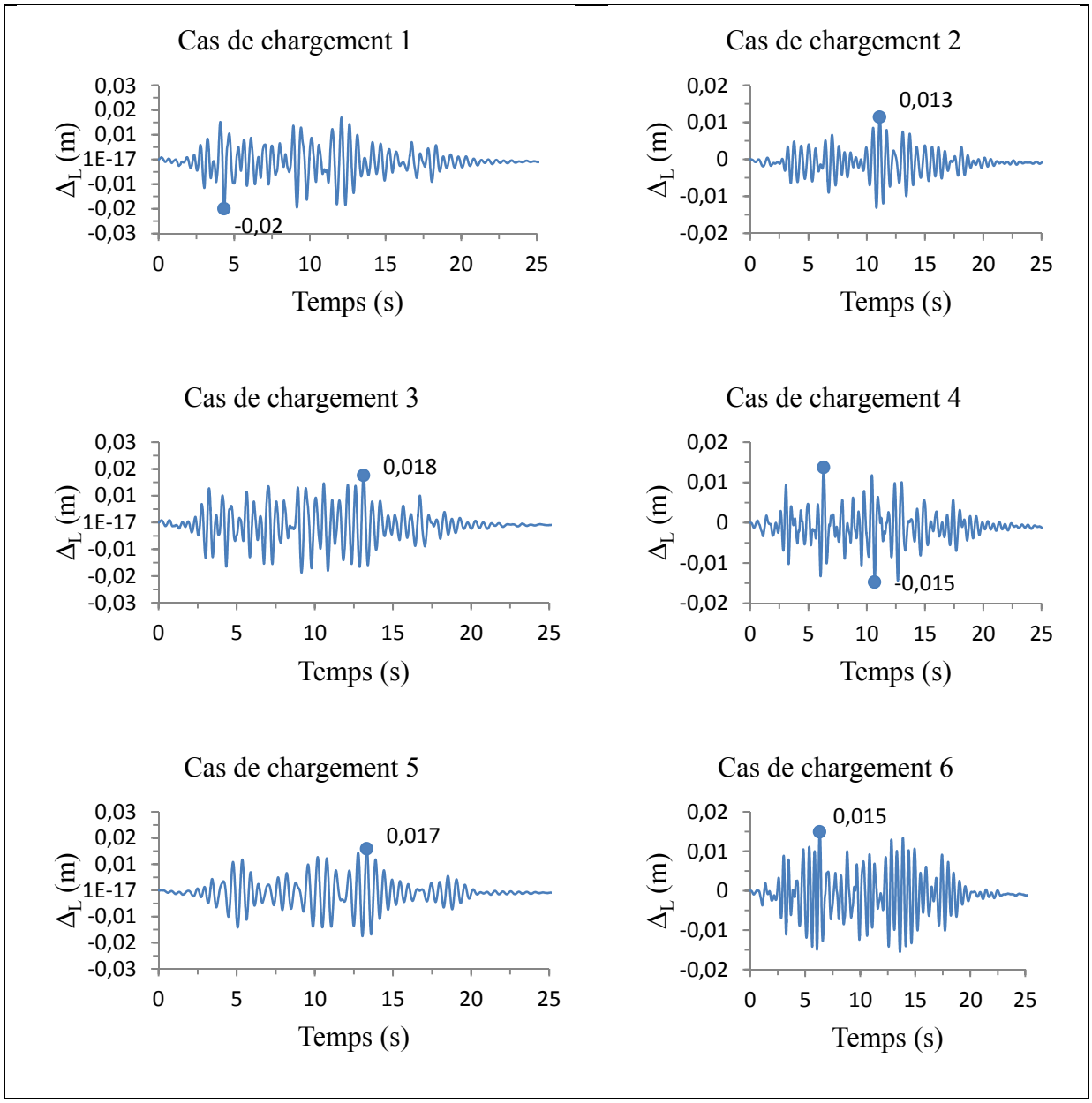


Figure-A VII-3 Déplacements longitudinaux maximaux enregistrés au niveau de la culée (Modèle 1.6, Nahanni)

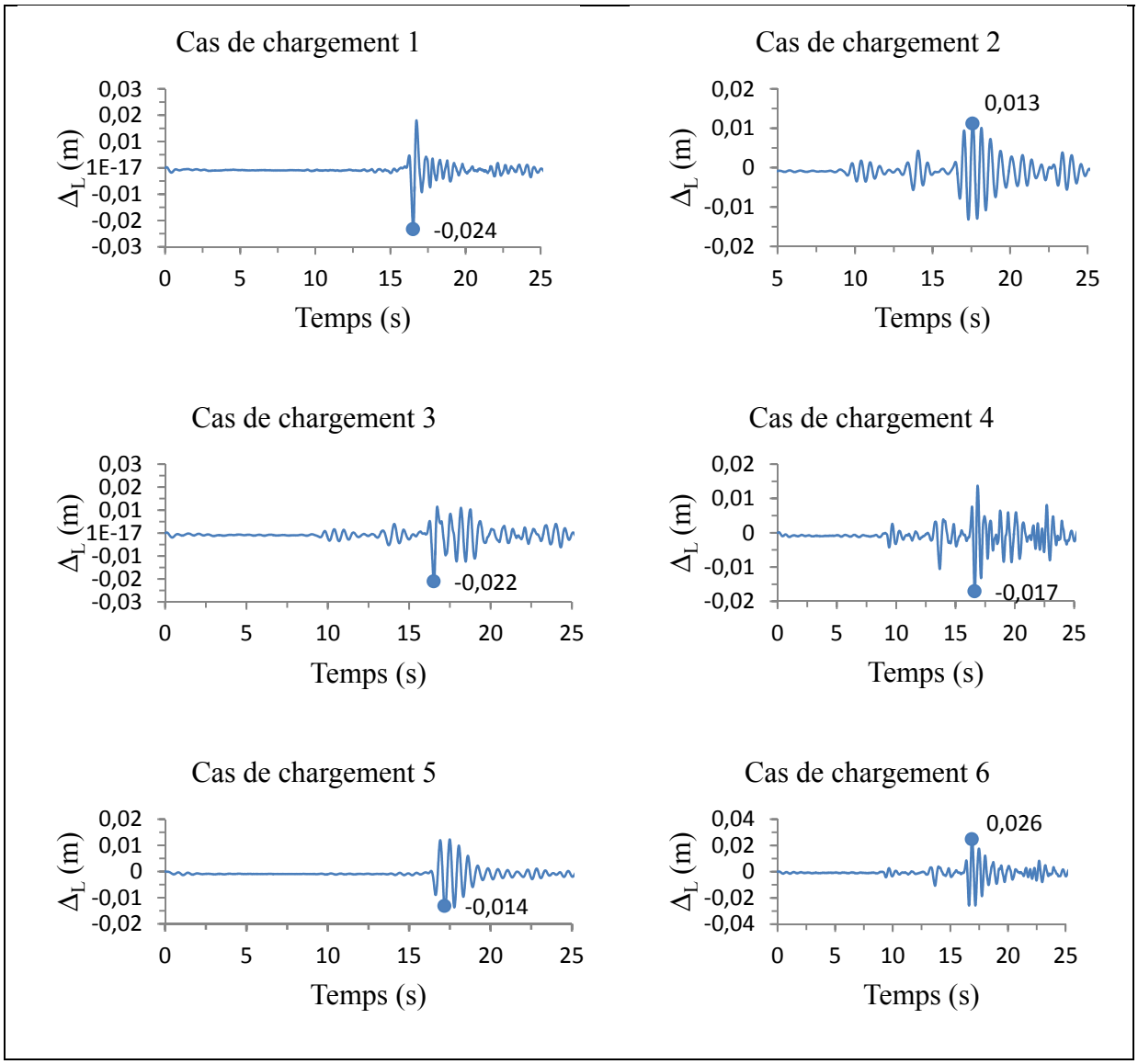


Figure-A VII-4 Déplacements longitudinaux maximaux enregistrés au niveau de la culée

ANNEXE VIII

DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX MODÈLE 2 (modèles 2.1 et 2.2)

	Modèle 2.1						
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**					
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**
1	1,25 D+ EQ1	**0,0356**	0,0381	0,0404	0,0346	**0,0377**	**0,0373**
	0,8 D+ EQ1	0,0344	0,0369	0,0392	0,0334	0,0365	0,0361
2	1,25 D+ EQ2	0,0039	0,0041	0,0040	0,0041	0,0040	0,0040
	0,8 D+ EQ2	0,0028	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029
3	1,25 D+ EQ3	0,0355	**0,0383**	**0,0405**	**0,0351**	0,0373	0,0373
	0,8 D+ EQ3	0,0343	0,0371	0,0394	0,0339	0,0365	0,0363
4	1,25 D+ EQ4	0,0263	0,0288	0,0295	0,0298	0,0276	0,0284
	0,8 D+ EQ4	0,0251	0,0276	0,0283	0,0286	0,0264	0,0272
5	1,25 D+ EQ5	0,0044	0,0045	0,0044	0,0044	0,0043	0,0044
	0,8 D+ EQ5	0,0032	0,0034	0,0032	0,0032	0,0032	0,0032
6	1,25 D+ EQ6	0,0266	0,0292	0,0293	0,0300	0,0276	0,0285
	0,8 D+ EQ6	0,0255	0,0280	0,0282	0,0290	0,0265	0,0274

	Modèle 2.2							
		Déplacement longitudinal Δ_L(m)						
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Chicoutimi nord**	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**	**Δ_L Perpendiculaire à la culée**
1	1,25 D+ EQ1	**0,0388**	**0,0326**	0,0306	0,0332	**0,0341**	**0,0338**	**0,0394**
	0,8 D+ EQ1	0,0378	0,0317	0,0297	0,0322	0,0331	0,0329	0,0382
2	1,25 D+ EQ2	0,0087	0,0092	0,0082	0,0083	0,0101	0,0089	0,0103
	0,8 D+ EQ2	0,0069	0,0082	0,0078	0,0073	0,0092	0,0079	0,0091
3	1,25 D+ EQ3	0,0348	0,0306	**0,0313**	**0,0346**	0,0324	0,0328	0,0381
	0,8 D+ EQ3	0,0339	0,0297	0,0303	0,0337	0,0334	0,0322	0,0374
4	1,25 D+ EQ4	0,0255	0,0264	0,0300	0,0245	0,0286	0,0270	0,0314
	0,8 D+ EQ4	0,0247	0,0254	0,0290	0,0235	0,0276	0,0260	0,0303
5	1,25 D+ EQ5	0,0079	0,0091	0,0088	0,0101	0,0095	0,0091	0,0106
	0,8 D+ EQ5	0,0069	0,0084	0,0078	0,0092	0,0085	0,0082	0,0095
6	1,25 D+ EQ6	0,0205	0,0172	0,0294	0,0246	0,0330	0,0249	0,0290
	0,8 D+ EQ6	0,0198	0,0162	0,0284	0,0236	0,0321	0,0240	0,0279

ANNEXE IX

DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX MAXIMAUX DES DIFFÉRENTS CAS DE CHARGEMENT DU MODÈLE 2.3

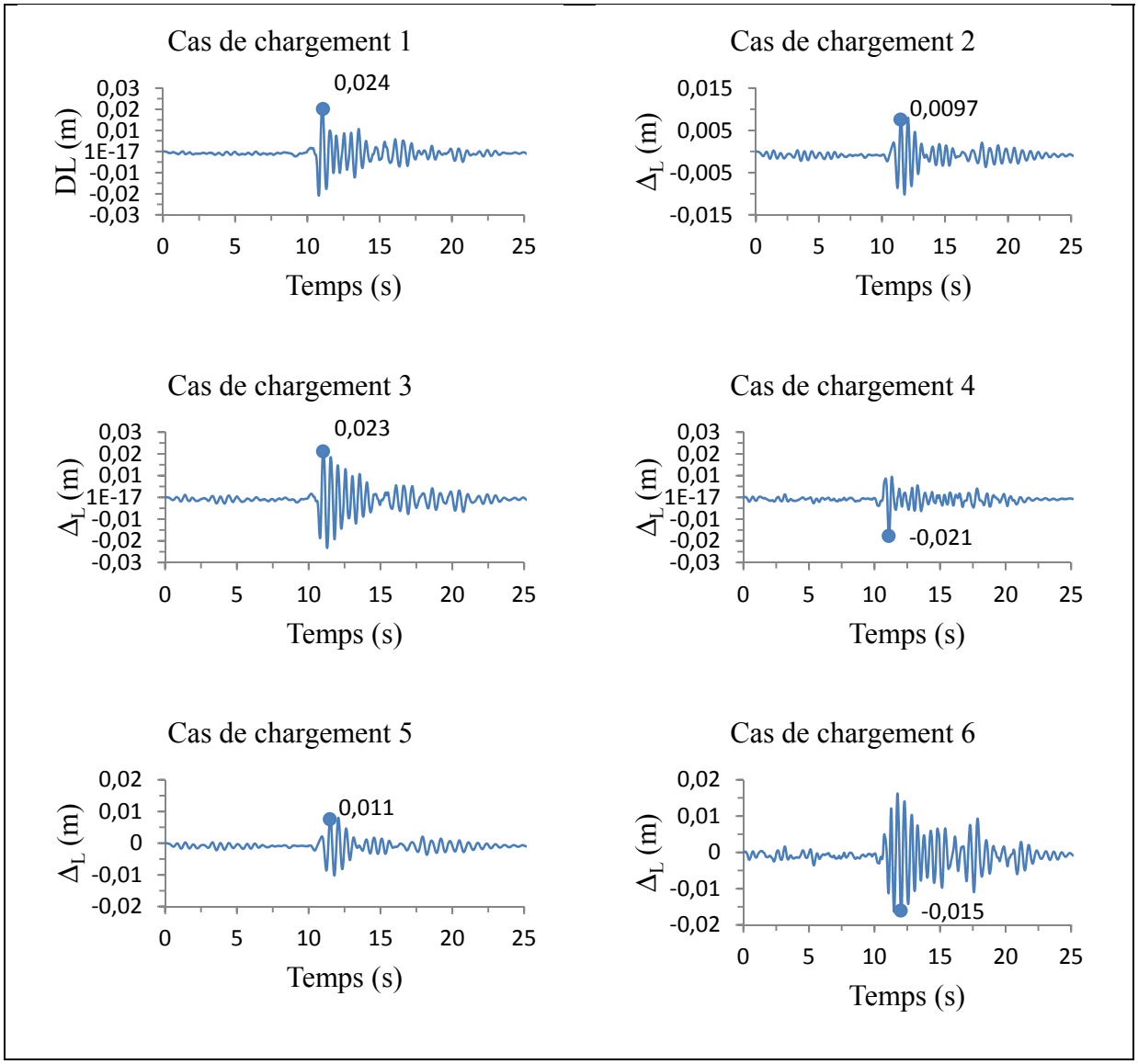


Figure-A IX-1 Déplacements longitudinaux maximaux enregistrés au niveau de la culée (Modèle 2.3, Les éboulements)

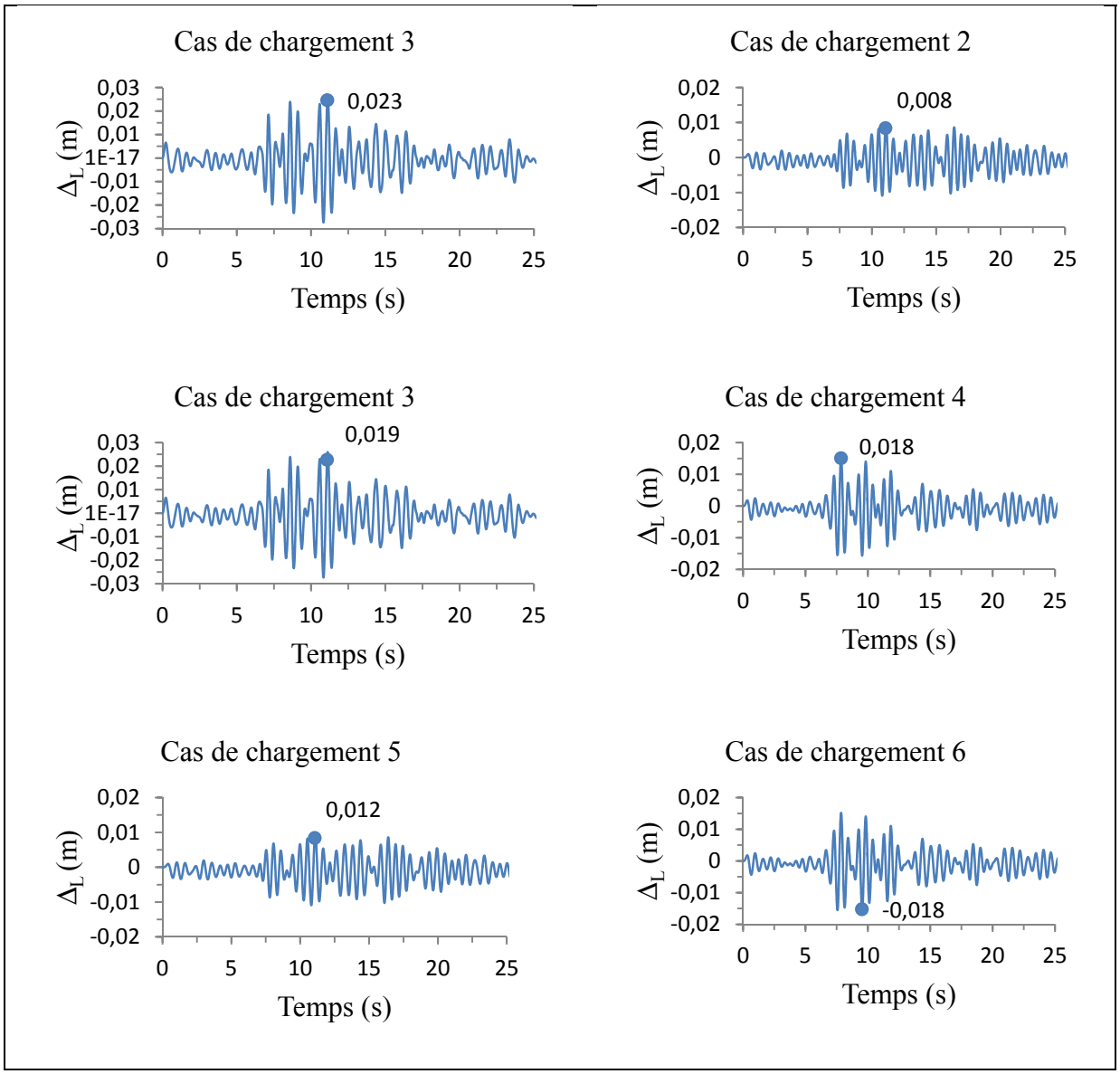


Figure-A IX-2 Déplacements longitudinaux maximaux enregistrés au niveau de la culée (Modèle 2.3, Saint-André)

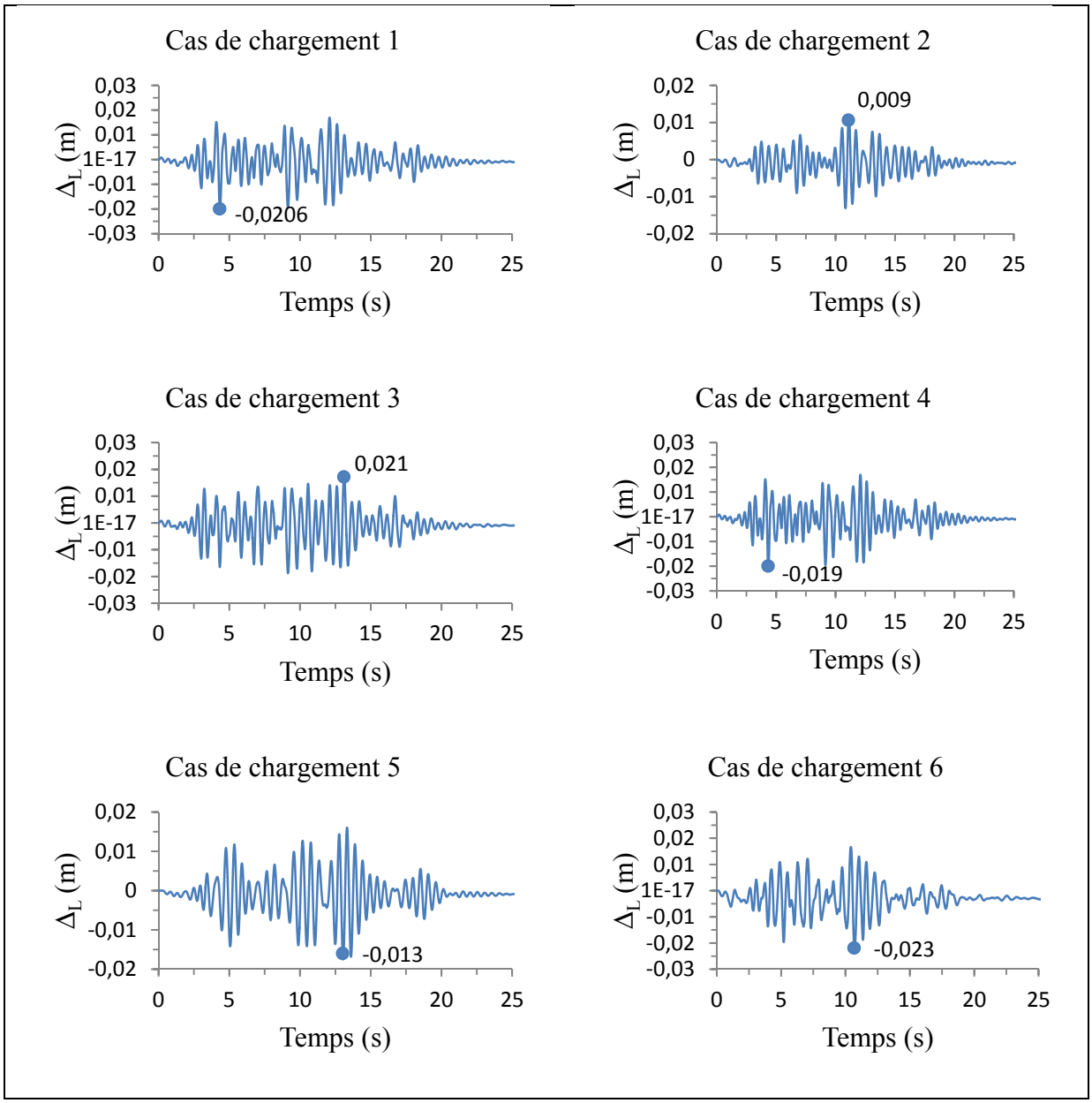


Figure-A IX-3 Déplacements longitudinaux maximaux enregistrés au niveau de la culée (Modèle 2.3, Nahanni)

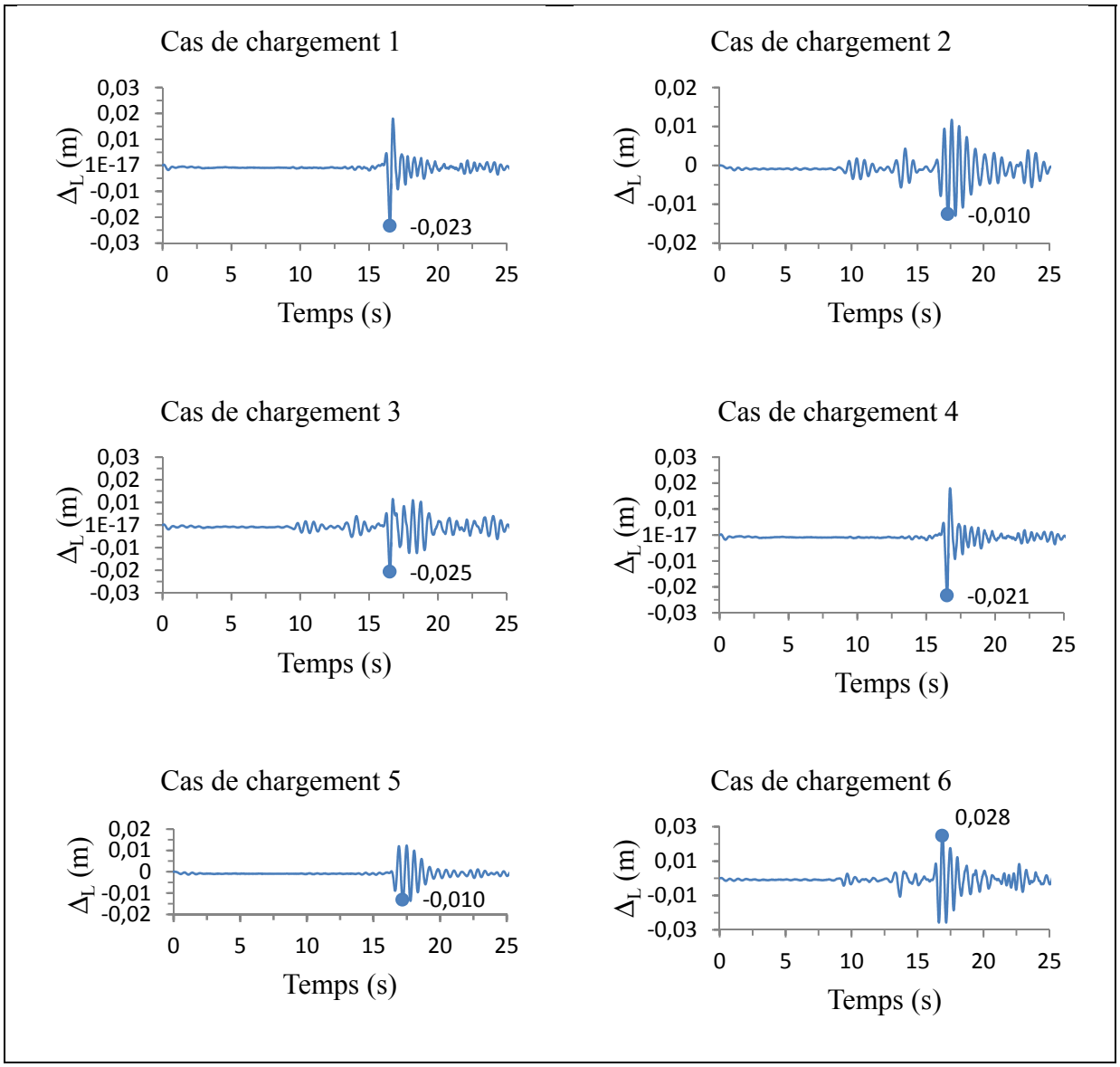


Figure-A IX-4 Déplacements longitudinaux maximaux enregistrés au niveau de la culée (Modèle 2.3, Val des bois)

ANNEXE X

DÉPLACEMENTS LONGITUDINAUX MODÈLE 3 (modèles 3.1 à 3.5)

	Modèle 3.1						
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**					
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**
1	1,25 D+ EQ1	0,00014	0,00016	0,00015	0,00016	0,00016	0,00015
	0,8 D+ EQ1	0,00014	0,00016	0,00015	0,00016	0,00016	0,00015
2	1,25 D+ EQ2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	0,8 D+ EQ2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
3	1,25 D+ EQ3	0,00014	0,00016	0,00015	0,00016	0,00016	0,00015
	0,8 D+ EQ3	0,00014	0,00016	0,00015	0,00016	0,00016	0,00015
4	1,25 D+ EQ4	0,00012	0,00011	0,00012	0,00013	0,00013	0,00012
	0,8 D+ EQ4	0,00012	0,00011	0,00012	0,00013	0,00013	0,00012
5	1,25 D+ EQ5	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	0,8 D+ EQ5	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
6	1,25 D+ EQ6	0,00012	0,00011	0,00012	0,00013	0,00013	0,00012
	0,8 D+ EQ6	0,00012	0,00011	0,00012	0,00013	0,00013	0,00012

	Modèle 3.2							
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**						
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**	**Δ_L Perpendiculaire à la culée**
1	1,25 D+ EQ1	0,00012	0,00015	0,00013	0,00014	0,00014	0,00014	0,00016
	0,8 D+ EQ1	0,00012	0,00015	0,00013	0,00014	0,00014	0,00014	0,00016
2	1,25 D+ EQ2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	0,8 D+ EQ2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
3	1,25 D+ EQ3	0,00014	0,00017	0,00016	0,00016	0,00017	0,00016	0,00018
	0,8 D+ EQ3	0,00014	0,00017	0,00016	0,00016	0,00017	0,00016	0,00018
4	1,25 D+ EQ4	0,00010	0,00009	0,00011	0,00011	0,00009	0,00010	0,00012
	0,8 D+ EQ4	0,00010	0,00009	0,00011	0,00011	0,00009	0,00010	0,00012
5	1,25 D+ EQ5	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	0,8 D+ EQ5	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
6	1,25 D+ EQ6	0,00014	0,00017	0,00015	0,00013	0,00013	0,00014	0,00017
	0,8 D+ EQ6	0,00014	0,00017	0,00015	0,00013	0,00013	0,00014	0,00017

	Modèle 3.3								
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**						
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**	**Δ_L Perpendiculaire à la culée**
1	1,25 D+ EQ1	0,00007	0,00009	0,00007	0,00008	0,00008	0,00008	0,00016
	0,8 D+ EQ1	0,00007	0,00009	0,00007	0,00008	0,00008	0,00008	0,00016
2	1,25 D+ EQ2	0,00011	0,00009	0,00011	0,00011	0,00009	0,00010	0,00020
	0,8 D+ EQ2	0,00011	0,00009	0,00011	0,00011	0,00009	0,00010	0,00020
3	1,25 D+ EQ3	0,00014	0,00017	0,00015	0,00013	0,00013	0,00014	0,00029
	0,8 D+ EQ3	0,00014	0,00017	0,00015	0,00013	0,00013	0,00014	0,00029
4	1,25 D+ EQ4	0,00006	0,00005	0,00006	0,00006	0,00005	0,00006	0,00012
	0,8 D+ EQ4	0,00006	0,00005	0,00006	0,00006	0,00005	0,00006	0,00012
5	1,25 D+ EQ5	0,00012	0,00015	0,00013	0,00014	0,00014	0,00014	0,00027
	0,8 D+ EQ5	0,00012	0,00015	0,00013	0,00014	0,00014	0,00014	0,00027
6	1,25 D+ EQ6	0,00014	0,00017	0,00016	0,00016	0,00017	0,00016	0,00032
	0,8 D+ EQ6	0,00014	0,00017	0,00016	0,00016	0,00017	0,00016	0,00032

	Modèle 3.4						
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**					
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**
1	1,25 D+ EQ1	0,00025	0,00029	0,00028	0,00030	0,00027	0,00028
	0,8 D+ EQ1	0,00025	0,00029	0,00028	0,00030	0,00027	0,00028
2	1,25 D+ EQ2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	0,8 D+ EQ2	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
3	1,25 D+ EQ3	0,00025	0,00029	0,00028	0,00030	0,00027	0,00028
	0,8 D+ EQ3	0,00025	0,00029	0,00028	0,00030	0,00027	0,00028
4	1,25 D+ EQ4	0,00024	0,00020	0,00024	0,00026	0,00020	0,00023
	0,8 D+ EQ4	0,00024	0,00020	0,00024	0,00026	0,00020	0,00023
5	1,25 D+ EQ5	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
	0,8 D+ EQ5	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
6	1,25 D+ EQ6	0,00024	0,00020	0,00024	0,00026	0,00020	0,00023
	0,8 D+ EQ6	0,00024	0,00020	0,00024	0,00026	0,00020	0,00023

	Modèle 3.5							
Cas de chargement	**Combinaison de charge**	**Déplacement longitudinal Δ_L(m)**						
		Chicoutimi nord	**Les Éboulements**	**Saint-André**	**Nahanni**	**Val des bois**	**Δ_L moyen**	**Δ_L Perpendiculaire à la culée**
1	1,25 D+ EQ1	0,00022	0,00027	0,00024	0,00028	0,00023	0,00025	0,00029
	0,8 D+ EQ1	0,00022	0,00027	0,00024	0,00028	0,00023	0,00025	0,00029
2	1,25 D+ EQ2	0,00012	0,00010	0,00012	0,00013	0,00010	0,00011	0,00013
	0,8 D+ EQ2	0,00012	0,00010	0,00012	0,00013	0,00010	0,00011	0,00013
3	1,25 D+ EQ3	0,00025	0,00032	0,00030	0,00029	0,00029	0,00029	0,00034
	0,8 D+ EQ3	0,00025	0,00032	0,00030	0,00029	0,00029	0,00029	0,00034
4	1,25 D+ EQ4	0,00021	0,00018	0,00021	0,00023	0,00018	0,00020	0,00023
	0,8 D+ EQ4	0,00021	0,00018	0,00021	0,00023	0,00018	0,00020	0,00023
5	1,25 D+ EQ5	0,00013	0,00016	0,00014	0,00016	0,00014	0,00014	0,00017
	0,8 D+ EQ5	0,00013	0,00016	0,00014	0,00016	0,00014	0,00014	0,00017
6	1,25 D+ EQ6	0,00026	0,00030	0,00027	0,00026	0,00023	0,00026	0,00030
	0,8 D+ EQ6	0,00026	0,00030	0,00027	0,00026	0,00023	0,00026	0,00030

BIBLIOGRAPHIE

AASHTO. 1996. *Standard Specifications for Highway Bridges*, 13th. Washington, D.C.: Association General Offices, 1 v. (f. mobiles) p.

AASHTO. 2005. *Standard Specifications for Highway Bridges [ressource électronique]*, 17th. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Andrawes, B., et R. DesRoches. 2007. « Comparison between shape memory alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices ». *Journal of Bridge Engineering,* vol. 12, n° 6, p. 700-709.

ATC. 1981. *ATC-6 Seismic design guidelines for highway bridges*. Berkeley, California Federal Highway Administration Department of Transportation, 200 p.

Baillargeon, J. 2012. « Application et interprétation des techniques statistiques avancées ». < http://www.uqtr.ca/cours/srp-6018/s3/dispersion.htm >.

Booth, E. D. 1994. *Concrete Structures in Earthquake Regions : Design and Analysis*. Harlow, Essex: Longman Scientific & Technical xiv, 368 p.

Cajka, M., et J. Drysdale. 1996. *Rapport des intensités du séisme du Saguenay (Québec) du 25 novembre 1988*. Dossier public 3279, 1996. Ottawa: Commission géologique du Canada.

CAN/CSA. 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06)*. Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation, xli, 768 p. p.

Chen, W.-F., et L. Duan. 2003. *Bridge engineering seismic design*. Coll. « Principles and applications in engineering.; ENGnetBASE ». Boca Raton, FL: CRC Press 1 v. (pag. variable).

CSI. 2011. *CSIBridge V15*. Berkeley, California: Computer and Structures Inc.

Davi, D., et E. Bouchon. 2003. « Seismic Bridge Design and Retrofit for Earthquake Resistance ». In *5th International Conference*. (San Diego (Californie)), sous la dir. de ACI, p. 11. American Concrete Institute.

Davidovici, V. . 1999. *La construction en zone sismique*. France: Le Moniteur, 330 p.

DesRoches, R., et G. L. Fenves. 2000.« Design of seismic cable hinge restrainers for bridges ». *Journal of Structural Engineering,* vol. 126, n° 4, p. 500-509.

Fahjan, Yasin.M. 2008. « Selection and Scaling of Real Earthquake Accelerograms to Fit the Turkish Design Spectra ». vol. 19, p. 4423-4444.

FEMA. 2000. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA-356. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.

Filiatrault, A. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec: Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, xxvii, 478 p. p.

Galy, B. 2009. « Effets de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la ville de Québec ». Montréal, École de technologie supérieure, xxii, 206 f. p. < http://espace.etsmtl.ca/id/eprint/47 http://proquest.umi.com/pqdweb?did=1807813391&sid=9&Fmt=2&clientId=46962&RQT=309&VName=PQD >.

Hao, H. 1998. « A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics,* vol. 27, n° 1, p. 91-103.

IDEERS. 2009. < www.ideers.bris.ac.uk >.

IRC-CNRC. 2010. *Code national du bâtiment du Canada*. Ottawa, Ontario: Conseil national de recherches du Canada.

IRSN. 2010. « Risque sismique et installations nucléaires ». En ligne. < http://www.irsn.fr >.

Jangid, RS. 2004. « Seismic response of isolated bridges ». *Journal of Bridge Engineering,* vol. 9, n° 2, p. 156-166.

Khaled, A., R. Tremblay et B. Massicotte. 2007. « Comportement des piles rectangulaires de ponts sous l'effet des mouvements sismiques multidirectionnels ». In *14e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art* (Laval, 8-9 mai 2007), p. 10. Ministère des Transports du Québec.

Lamontagne, M, M.A Bouchard, J Bérard et C.E Delisle. 1991. « Les tremblements de terre au Quebec Collection Envirennement et Géologie ». *Natural Resources Canada*. En ligne. Vol. 12, p. 1.

Lamontagne, M. 2008. *Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007*. Dossier public 5547. Ottawa: Commission géologique du Canada, 22 p.

Leclerc, Martin. 2006. *Spectre*, version 1.0. Logiciel. GRS, École Polytechnique Montréal.

Léger, P, et M Leclerc. 1996. « Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams ». *Engineering Structure,* vol. 18, n° 3, p. 227-239.

Lestuzzi, P, M. Badoux et S. Sellami. 2008. *Génie parasismique: Conception et dimensionnement des bâtiments*. Lausane (suisse): Presse polytechniques et universitaires romandes, 181 p.

Lestuzzi, P. 2007. « Analyse non-linéaire dynamique ». En ligne. EPFL-ENAC-SGC, 22 p.

López, O. A., J. J. Hernández, R. Bonilla et A. Fernández. 2006. « Response spectra for multicomponent structural analysis ». *Earthquake Spectra,* vol. 22, n° 1, p. 85-113.

Milan, Z. 1996. *Construire parasismique: Risque sismique, conception parasismique des bâtiments, Reglementation*. Marseille (France): Editions Parenthèses, 325 p.

Mitchell, D., R. Sexsmith et R. Tinawi. 1994. « Seismic retrofitting techniques for bridges-a state-of-the-art report ». *Canadian Journal of Civil Engineering,* vol. 21, n° 5, p. 823-835.

Nollet, M.-J., D. LeBoeuf et A. Khaled. 2008. *Vulnérabilité sismique des infrastructures essentielles de la ville de Québec*. Montréal, 115 p.

Ordonez, G. A. 2004. *SHAKE 2000, A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems*, User's Manual, 366 p.

Priestley, M. J. N., F. Seible et G. M. Calvi. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons, xvii, 686 p. p.

RNC. 2009a. « Ressources naturelles Canada ». En ligne. < http://www.rncan.gc.ca >. Consulté le 13 janvier 2013.

RNC. 2009b. « Séismes Canada ». En ligne. < http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/zoning-zonage/NBCC2005maps-fra.php >. Consulté le 13 janvier 2013.

RNC. 2013. « Séismes Canada ». En ligne. < http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/historic-historique/events/19851223-fra.php >. Consulté le 13 janvier 2013.

RNCAN. 2009. « Les zones sismiques dans l'Est du Canada ». In *Ressources naturelles Canada*. En ligne. < http://earthquakescanada.nrcan.gc.ca/zones/eastcan-fra.php >.

Seed, H. B, et I. M. Idriss. 1970. *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*, EERC 70-10. Berkeley: University of California.

Setra, et SNCF. 2000. *Ponts courants en zone sismique : Guide de conception*. Paris: Setra, 207 p.

SML. 2002. « Earthquake Image Archives ». In *1995 hyogoken-Nanbu Earthquake, Japan*. En ligne. < http://geot.civil.metro-u.ac.jp/archives/eq/95kobe/index.html >.