

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	5
1.1 Introduction.....	5
1.2 Rappels généraux sur le phénomène sismique.....	6
1.2.1 La tectonique des plaques	6
1.2.2 Les méthodes de mesure	7
1.2.3 Les données analysées	8
1.3 Dynamique des sols	10
1.3.1 Comportement des sols sous charges cycliques.....	10
1.3.2 Liquéfaction des sables	11
1.3.3 Phénomènes de modifications de signaux : amplification et amortissement.....	15
1.3.4 Réponse sismique d'une couche de sol.....	17
1.4 Vulnérabilité sismique des ponts	19
1.4.1 Facteurs influençant la vulnérabilité sismique des ponts.....	19
1.4.2 Types de fondations et modélisation de l'ISS pour les piles de ponts.....	22
1.4.3 Déficiences sismiques des ponts	26
1.4.4 Analyse de vulnérabilité sismique	38
1.5 Conclusion	41
CHAPITRE 2 SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES POUR LA RÉGION DE QUÉBEC.....	43
2.1 Séismes historiques et caractéristiques des séismes au Québec	43
2.2 Sélection des accélérogrammes	45
2.2.1 Saguenay 1988.....	48
2.2.2 Nahanni 1985	50
CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION SISMIQUE DES SITES ET TRANSFORMATION DES SIGNAUX SISMQUES.....	51
3.1 Catégorisation sismique des sites selon la norme CSA S6-06.....	51
3.2 Catégorisation sismique des sites selon le CNBC 2005	53
3.3 Modélisation de la réponse en champ libre et hypothèses du logiciel Shake 2000	54
3.3.1 Hypothèses et modèle employés par Shake 2000	54
3.3.2 Modélisation de la réponse en champ libre (Pecker, 1984)	56
3.3.3 Validité et précision de la réponse calculée	57
3.4 Modélisation des sites pour chaque catégorie.....	59
3.4.1 Méthodologie	59
3.4.2 Sites de catégorie A et B	60
3.4.3 Sites de catégorie C, D et E	60
3.4.4 Résultats obtenus et choix des modèles pour chaque catégorie d'emplacement.....	63

3.4.5	Comparaison des résultats obtenus pour un modèle de sol C homogène et de ceux calculés pour le modèle de sol sélectionné.....	65
3.5	Calibration des accélérogrammes	67
3.5.1	Méthodes de calibration des accélérogrammes.....	68
3.5.2	Accélérogrammes avant et après calibration	69
CHAPITRE 4	DÉTERMINATION ET MODÉLISATION D'UN PONT TYPIQUE DE LA VILLE DE QUÉBEC.....	75
4.1	Inventaire des ponts et détermination d'un pont représentatif.....	75
4.2	Dimensionnement du modèle	80
4.3	Modélisation et analyse sismique des ponts	82
4.3.1	Modélisation des ponts	82
4.3.2	Analyses sismiques des ponts	83
4.3.3	Le modèle SAP2000 et ses caractéristiques.....	84
4.3.4	Critique du modèle.....	88
CHAPITRE 5	ANALYSE DE LA VULNÉRABILITE SISMIQUE DES PONTS DE LA VILLE DE QUÉBEC EN FONCTION DES CATÉGORIES DE SITE À PARTIR D'UN MODÈLE DE PONT GÉNÉRIQUE.....	90
5.1	Méthodologie	90
5.2	Calcul des paramètres de ductilité plastique	93
5.3	Résultats des analyses dynamiques linéaires	96
5.3.1	Déplacements en tête de colonnes	96
5.3.2	Efforts dans les colonnes	101
5.4	Résultats des analyses dynamiques non-linéaires.....	104
5.4.1	Déplacements en tête de colonnes	104
5.4.2	Déplacements permanents enregistrés	108
5.4.3	Courbes hystérétiques des rotules plastiques.....	109
5.4.4	Justification des résultats précédents par des considérations énergétiques ..	115
5.5	Comparaison des résultats des analyses dynamiques linéaires et non linéaires	123
5.6	Comparaison des résultats pour le modèle de sol C homogène et le modèle de sol C basé sur le forage n°545.....	125
5.7	Comparaison des facteurs d'amplification.....	128
5.7.1	Coefficients de vitesse et d'accélération d'emplacement (du CNBC 2005).....	128
5.7.2	Considération de l'amplification dans un contexte d'évaluation rapide.....	131
CONCLUSION		133
RECOMMANDATIONS		137
ANNEXE I	DÉTERMINATION DU NOMBRE DE COUCHES DE SOL POUR ÉVITER TOUTE TRANSFORMATION DE SIGNAL INHÉRENTE AU LOGICIEL SHAKE 2000.....	138
ANNEXE II	STRATIGRAPHIES ET CARACTÉRISTIQUES DES FORAGES SÉLECTIONNÉS POUR L'ÉTUDE.....	141

ANNEXE III	CHOIX DES MODÈLES DE SOL POUR CHAQUE CLASSE SISMIQUE.....	150
ANNEXE IV	SPECTRES DE RÉPONSE AVANT ET APRÈS CALIBRATION POUR CHAQUE ACCÉLÉROGRAMME UTILISÉ DANS L'ÉTUDE.....	152
ANNEXE V	ACCÉLÉROGRAMMES AVANT ET APRÈS CALIBRATION SUR LES SPECTRES UNIFORMES DE RISQUE SISMIQUE DU CODE.....	158
ANNEXE VI	RÉPARTITION DES PONTS DE LA VILLE DE QUÉBEC PAR TYPE DE STRUCTURE	166
ANNEXE VII	MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT DU MODÈLE DE L'ÉTUDE...	167
ANNEXE VIII	RÉSULTATS EXHAUSTIFS DES ANALYSES LINÉAIRES	173
ANNEXE IX	RÉSULTATS EXHAUSTIFS DES ANALYSES NON LINÉAIRES.....	189
	LISTE DE RÉFÉRENCES	201

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 2.1	Caractéristiques des accélérogrammes utilisés48
Tableau 3.1	Classification des sols selon la norme CSA S6-0652
Tableau 3.2	Coefficients de site, S, selon la norme CSA S6-0652
Tableau 3.3	Catégories d'emplacement du CNBC 200553
Tableau 3.4	Identification des forages utilisés pour représenter chaque catégorie de site et synthèse de leurs caractéristiques62
Tableau 3.5	Modèles stratigraphiques choisis pour l'étude de la vulnérabilité sismique de l'ouvrage64
Tableau 3.6	Valeurs d'accélération pour le spectre uniforme de risque sismique de Québec67
Tableau 3.7	Caractéristiques des accélérogrammes calibrés74
Tableau 4.1	Statistiques sur les ponts biais77
Tableau 4.2	Nombre de poutres soutenant le tablier pour chaque pont77
Tableau 4.3	Modes et périodes de vibration85
Tableau 4.4	Valeurs calculées à partir de SAP2000 pour une colonne encastrée de la pile du modèle de pont générique employé pour cette étude87
Tableau 5.1	Sigles et notations utilisées pour la présentation des résultats92
Tableau 5.2	Déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) dans le sens longitudinal98
Tableau 5.3	Déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) dans le sens transversal99
Tableau 5.4	Moments maximaux (en kN.m) pour une sollicitation sismique dans le sens longitudinal101
Tableau 5.5	Moments maximaux (en kN.m) pour une sollicitation sismique dans le sens transversal104

Tableau 5.6	Déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) dans le sens longitudinal (analyse non linéaire)105
Tableau 5.7	Déplacements permanents (en mm) enregistrés en tête de colonne lors des analyses non linéaires108
Tableau 5.8	Comparaison des ductilités en déplacement et en rotation114
Tableau 5.9	Niveaux de sécurité définis par le FEMA 356.....115
Tableau 5.10	Rotations plastiques (en $\text{rad} \cdot 10^{-3}$) enregistrées et énergies dissipées (en phase plastique) dans les rotules plastiques.....117
Tableau 5.11	Durées t_d (en secondes) pour les accélérogrammes sur les sites de catégorie D et E.....123
Tableau 5.12	Comparaison des déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) enregistrés lors des analyses linéaires et non linéaires124
Tableau 5.13	Récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes analyses sur sol C forage n°545 et C homogène127
Tableau 5.14	Facteurs d'amplification calculés pour le premier mode de vibration du modèle.....129
Tableau 5.15	Comparaison des facteurs d'amplification basés sur la ductilité en déplacement (μ_Δ).....130
Tableau 5.16	Comparaison des facteurs d'amplification basés sur la ductilité en courbure (μ_Φ).....130
Tableau 5.17	Comparaison des facteurs d'amplification pour l'évaluation rapide132

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1.1	Quelques éléments successifs du risque sismique.5
Figure 1.2	Zone de subduction, exemple pour le séisme de Mexico 1985.7
Figure 1.3	Déformation engendrée par les différents types d'ondes.9
Figure 1.4	Enregistrements typiques d'accélérogrammes en fonction de la distance à l'épicentre.....9
Figure 1.5	Variations de β et G en fonction de la distorsion.....11
Figure 1.6	Renversement d'immeubles suite à la liquéfaction du sol lors du séisme de Niigata en 1964.12
Figure 1.7	Domaines surcaractéristique et subcaractéristique.13
Figure 1.8	Comportement d'un sable sous charges cycliques.14
Figure 1.9	Phénomène d'amplification d'un sol stratifié.....16
Figure 1.10	Spectres de réponse de Yerba Buena et Treasure Island pour le séisme de Loma Prieta en 1989.17
Figure 1.11	Incidence des dommages majeurs et mineurs lors du séisme de Loma Prieta en 1989.20
Figure 1.12	Fondations superficielles et fondations superficielles sur pieux.23
Figure 1.13	Fondations pile-pieux.24
Figure 1.14	Moment maximal développé dans la colonne en fonction du type de fondation.25
Figure 1.15	Principaux éléments constitutifs d'un pont.....28
Figure 1.16	Les différents types de dommages pouvant subvenir pour une fondation ou une pile de pont.....28
Figure 1.17	Effondrement d'une colonne dû à un problème de connexion avec la fondation.29
Figure 1.18	Renversement des culées.30

Figure 1.19	Rupture d'une colonne due à un manque d'armatures à mi-hauteur.	32
Figure 1.20	Ruptures en cisaillement dues à un manque d'armatures de confinement.	32
Figure 1.21	Fissuration au niveau de l'encastrement entre une poutre et une colonne.	33
Figure 1.22	Échappement d'une travée lors du séisme de 1995 à Kobe.	35
Figure 1.23	Rupture d'un appui lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.	35
Figure 1.24	Effondrement du Cypress Street Viaduct lors du séisme de Loma Prieta.	36
Figure 1.25	Effondrement de travées sur un pont biais au niveau des joints de dilatation, Northridge 1994.	37
Figure 1.26	Schéma repérant les principaux dommages lors du séisme de Loma Prieta en 1989 pour les structures de l'autoroute 280.	38
Figure 2.1	Séismicité de l'est du Canada.	44
Figure 2.2	Carte représentant l'aléa sismique pour le Québec (pour $S_a(0.2)$).	45
Figure 2.3	Déaggrégation du risque sismique pour la ville de Québec $S_a(0.2)$ et $S_a(1.0)$	47
Figure 2.4	Accélérogrammes utilisés et spectres de réponse pour le séisme du Saguenay.	49
Figure 2.5	Accélérogramme utilisé et spectre de réponse pour le séisme de Nahanni.	50
Figure 3.1	Interprétations possibles pour déterminer les catégories d'emplacement.	54
Figure 3.2	Système unidimensionnel utilisé dans Shake2000.	55
Figure 3.3	Modèle Kelvin-Voigt.	57
Figure 3.4	Comparaison du spectre de réponse calculé par Shake et du spectre de réponse réel pour le site de Treasure Island.	58
Figure 3.5	Spectres de réponse obtenus à partir de Shake 2000 pour les modèles de sol de catégorie C.	63

Figure 3.6	Spectre de réponse sur le roc (en pied de colonne) et spectre de réponse calculé au sommet de la colonne pour le modèle n°545.....	64
Figure 3.7	Spectres de réponse calculés (à l'aide de Shake 2000) en pied et en tête de colonne pour Saguenay, station Les Éboulements pour les différents modèles de sol.....	65
Figure 3.8	Comparaison des spectres de réponse (calculés avec Shake 2000) du Saguenay, station Les Éboulements pour les différents modèles de sol C pour des périodes inférieurs à 2 secondes.....	66
Figure 3.9	Spectres uniformes de risque sismique définis par le CNBC 2005 pour la ville de Québec.	68
Figure 3.10	Spectres de réponse pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements, avant calibration.....	70
Figure 3.11	Accélérogrammes transformés avec le logiciel Shake 2000, avant calibration (Saguenay, Station Les Éboulements).	71
Figure 3.12	Spectres de réponse pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements, après calibration (2 itérations).	72
Figure 3.13	Accélérogrammes transformés avec le logiciel Shake 2000, après calibration (Saguenay, Station Les Éboulements).	73
Figure 4.1	Nombre de ponts sous la juridiction de la ville de Québec par année de construction.....	75
Figure 4.2	Répartition des ponts de la ville de Québec par type de structure.....	76
Figure 4.3	Types de poutres en béton pour les ouvrages comportant une dalle de tablier reposant sur des poutres en béton.	78
Figure 4.4	Modèle de pont choisi, vue en élévation (dimensions en mm).....	79
Figure 4.5	Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile (dimensions en mm).	79
Figure 4.6	Méthodologie de dimensionnement du modèle.	80
Figure 4.7	Spectre de Risque Sismique pour la ville de Québec défini par le CNBC 1985.	81
Figure 4.8	Schéma de ferrailage des colonnes.	82

Figure 4.9	Courbes contraintes – déformations utilisées par SAP 2000 (même type de courbes utilisé pour moment – rotation).	86
Figure 4.10	Diagramme moment - rotation utilisée par SAP2000 pour les rotules plastiques du modèle.....	87
Figure 4.11	Diagrammes moment-courbure obtenus à partir des différents logiciels employés.	88
Figure 5.1	Organigramme présentant le cheminement suivi pour mener l'étude.	91
Figure 5.2	Diagrammes moment-courbure réel et idéalisé pour les colonnes de pont.	94
Figure 5.3	Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse linéaire longitudinale (Nahanni, Battlement Creek).	97
Figure 5.4	Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse linéaire transversale (Nahanni, Battlement Creek).	100
Figure 5.5	Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse linéaire longitudinale (Saguenay, Chicoutimi Nord).	102
Figure 5.6	Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse linéaire transversale (Saguenay, Chicoutimi Nord).	103
Figure 5.7	Déplacements normalisés, enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse non - linéaire (Saguenay, Les Éboulements).	106
Figure 5.8	Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse non - linéaire longitudinale (Nahanni, Battlement Creek).	107
Figure 5.9	Diagrammes moment – déplacement normalisés pour les différentes classes catégorie de site (Saguenay, Saint-André).	110
Figure 5.10	Diagramme moment-courbure de Nahanni sur un site de catégorie E avec la courbe modèle de SAP2000.	111
Figure 5.11	Diagrammes moment-courbure normalisés pour les différentes catégories de site (Nahanni, Battlement Creek).	112

Figure 5.12	Diagrammes moment-courbure normalisés pour les différentes catégories de site (Saguenay, Chicoutimi Nord).	113
Figure 5.13	Énergies dissipées dans le domaine plastique pour les sites D et E.	118
Figure 5.14	Énergies dissipées dans le système (phases élastique et plastique).	119
Figure 5.15	Vélocité, énergie et puissance du séisme de Northridge, 1994. (Tiré de Trifunac, 2008)	121
Figure 5.16	Énergie des signaux sismiques utilisés pour les sites D et E.	122
Figure 5.17	Déplacements normalisés enregistrés lors de l'analyse non linéaire pour les modèles de sol C : forage réel et modèle homogène.	126
Figure 5.18	Calcul du facteur d'amplification entre les deux spectres pour la période du premier mode de vibration de l'ouvrage (interpolation linéaire).	129
Figure 5.19	Comparaison des coefficients d'évaluation rapide avec les coefficients de site calculés d'après les résultats en déplacement et en courbure.	131

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

CNBC	Code National du Bâtiment Canadien
CSA S6-06	Canadian Standards Association S6-06
CP	Collapse Prevention
CGC	Commission Géologique du Canada
CQC	Complete Quadratic Combination
CTOA-SNCF	Centre des Techniques d’Ouvrages d’Arts – Société Nationale des Chemins de Fers
DDL	Degré De Liberté
DC	Domaine Contractant
DR	Domaine de Rupture
ELS	État Limite de Service
ELD	État Limite contrôle de Dommage
ELU	État Limite Ultime
GSC	Geological Survey of Canada
HHT- α	Hilbert-Hughes-Taylor- α
ID	Indice de Dommages
IO	Immediate Occupancy
ISS	Interaction Sol-Structure
LC	Limite de Contractance
LR	Limite de Rupture
LS	Life Safety
MTQ	Ministère des Transports du Québec

ND	Niveau de dommages
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
NRC-TRB	National Research Council – Transportation Research Board
PCA	Portland Cement Association
PGA	Accélération de pointe au sol (Peak Ground Acceleration)
PGV	Vitesse de pointe au sol (Peak Ground Velocity)
SPT	Standard Penetration Test
SRSS	Square Root Sum of the Squares
SURS	Spectre Uniforme de Risque Sismique (Uniform Hazard Spectrum)

Alphabet romain minuscule

d	Distance entre la fibre en compression et le centre de gravité des armatures reprenant les efforts de tension dans une section de béton armé
d_{bl}	Diamètre des barres longitudinales
f_{ye}	Résistance en tension des barres d'armatures
$d_{90\%}$	Durée correspondant à la dissipation de 90% de l'énergie d'un signal sismique
d_f	Profondeur équivalente d'encastrement de la pile – pieux pour le calcul de l'ISS
d_m	Profondeur où le moment est maximal pour la pile – pieux pour le calcul de l'ISS
f'_c	Résistance en compression du béton visée à 28 jours
h	Hauteur d'une couche de sol pour le modèle de Shake2000
k	Rigidité d'un ressort
m_b	Magnitude d'un séisme (ondes de volume)
m_N	Magnitude de Nuttli (appliquée par la commission géologique du Canada)

p'	Pression moyenne appliquée sur l'échantillon de sol
q	Déviateur ($q = \sigma_1 - \sigma_3$)
s_u	Resistance du sol non drainé au cisaillement (CNBC 2005)
w	Teneur en eau (en %)

Alphabet romain majuscule

A_c	Aire de la section de béton
A_s	Aire de la section d'acier
A_{st}	Aire de la section d'aciers transversaux
B_F	Largeur de la fondation
D_F	Longueur de la fondation
H_F	Hauteur de la fondation
C545	Site de catégorie C, modèle de sol inspiré du forage réel n°545
CH	Site de catégorie C, modèle de sol homogène
E	Force exercée en tête de colonne (dans le plan horizontal) Module d'Young de la colonne, ou du sol
E_p	Energie dissipée dans la phase plastique
F_a	Coefficient d'accélération de l'emplacement (d'après le CNBC 2005)
F_s	Coefficient d'évaluation rapide (interpolation linéaire entre le F_a et le F_v)
F_v	Coefficient de vitesse de l'emplacement (d'après le CNBC 2005)
G	Module de cisaillement du sol
G_{max}	Module de cisaillement maximal du sol
$K(t)$	Impédance d'une fondation (fonction du temps)

K_h	Résistance horizontale équivalente de la fondation pour le calcul de l'ISS
K_r	Résistance rotationnelle équivalente de la fondation pour le calcul de l'ISS
K_v	Résistance verticale équivalente de la fondation pour le calcul de l'ISS
K_0	Coefficient de pression des terres, au repos
I_e	Inertie élastique de la colonne
I_y	Inertie du tablier selon l'axe Y
I_z	Inertie du tablier selon l'axe Z
L	Longueur de la colonne
L_p	Longueur de la rotule de plastique
M_L	Magnitude d'un séisme, échelle de Richter (ondes locales)
M_s	Magnitude d'un séisme (ondes de surface)
M_x	Moment maximal selon l'axe X en pied de colonne
M_y	Moment de plastification. Moment maximal selon l'axe Y en pied de colonne
M_w	Magnitude du moment sismique
$M_{U1} \text{ max}$	Moment maximal pour une sollicitation longitudinale
$M_{U2} \text{ max}$	Moment maximal pour une sollicitation transversale
$\% M_y$	Rapport de $M_{U1} \text{ max} / M_y$ (ou $M_{U2} \text{ max}$) en %
N	Nombre de coups pour le SPT (Standard Penetration Test)
N_{60}	Resistance moyenne à la pénétration standard (CNBC 2005)
$N_{1,60}$	Valeur de N mesurée pour le SPT, délivrant 60% de l'énergie perdue par la cheville et corrigée pour une pression de surcharge de 1 tonne / pied carré.
P	Charge axiale sur une colonne

Pl	Indice de plasticité du sol
Pmax	Puissance maximale développée par un signal sismique
Pmoyen	Puissance moyenne développée par un signal sismique
Pt	Charge axiale maximale par colonne
R	Distance (en km) entre l'épicentre du séisme et la station d'enregistrement
R(t)	Resistance d'une fondation (fonction du temps)
RX	Rotation autour de l'axe X (SAP2000)
RY	Rotation autour de l'axe Y (SAP2000)
RZ	Rotation autour de l'axe Z (SAP2000)
S	Coefficient de site (S6-06)
S _x	Sollicitation selon l'axe X
S _y	Sollicitation selon l'axe Y
T	Période du premier mode de vibration de l'ouvrage considéré
UX	Déplacement selon l'axe X (SAP2000)
UY	Déplacement selon l'axe Y (SAP2000)
UZ	Déplacement selon l'axe Z (SAP2000)
V _s	Vitesse des ondes de cisaillement dans le sol (m/s)
Z(t)	Déplacement subi par la fondation équivalente de masse nulle (fonction du temps)

Alphabet grec minuscule

α	Paramètre gérant l'amortissement numérique dans la méthode HHT- α
β	Coefficient d'amortissement du sol

	Paramètre gérant la méthode d'intégration des accélérations dans la méthode Newmark – β ($\beta=0$ méthode d'accélération constante, $\beta = 1/4$ méthode d'accélération moyenne, $\beta = 1/6$ méthode d'accélération linéaire)
γ	Distorsion (en dynamique des sols)
	Paramètre gérant l'amortissement numérique dans les méthodes d'intégration directe Newmark – β et HHT- α
	Poids d'une unité de sol
ε	Champ de déformation du sol
ε_{cu}	Effet de confinement des armatures transversales
$d\sigma$	Incrément de contrainte
θ	Paramètre gérant l'amortissement numérique dans la méthode d'intégration directe Wilson - θ
	Rotation (en rad) de la rotule plastique
θ_y	Rotation de plastification pour la rotule plastique
θ_u	Rotation ultime pour la rotule plastique
μ_Δ	Ductilité maximale atteinte en déplacement
μ_ϕ	Ductilité maximale atteinte en courbure
ρ	Densité d'une couche de sol pour le modèle de Shake2000
σ	Champ de contrainte du sol
σ'_m	Contrainte principale moyenne effective pour un sol
σ'_v	Contrainte verticale effective pour un sol
σ_1	Contrainte axiale appliquée sur l'échantillon de sol
σ_3	Contrainte de confinement appliquée sur l'échantillon de sol
τ	Contrainte appliquée sur le sol

Alphabet grec majuscule

Δ	Déplacement en tête de colonne
Δ_y	Déplacement de plastification en tête de colonne
Δ_u	Déplacement ultime en tête de colonne
$\Delta_{U1 \text{ max}}$	Déplacement maximal en tête de colonne pour une sollicitation longitudinale
$\Delta_{U2 \text{ max}}$	Déplacement maximal en tête de colonne pour une sollicitation transversale
$\% \Delta_y$	Rapport de $\Delta_{U1 \text{ max}} / \Delta_y$ (ou $\Delta_{U2 \text{ max}}$) en %
$\% \Delta_{U1 \text{ max}}$	Rapport $\Delta_{U2 \text{ max}} / \Delta_{U1 \text{ max}}$ en %
$\Delta_{U1 L \text{ max}}$	Déplacement maximal en tête de colonne pour une sollicitation longitudinale, analyse Linéaire
$\Delta_{U1 NL \text{ max}}$	Déplacement maximal en tête de colonne pour une sollicitation longitudinale, analyse Non Linéaire
$\Delta_{U1 P}$	Déplacement permanent en tête de colonne pour une sollicitation longitudinale, analyse Non Linéaire
ϕ	Diamètre des barres d'armature
ϕ_d	Courbure à partir de laquelle une dégradation de la résistance de la colonne apparaît
ϕ_p	Courbure permanente de la rotule développée dans la phase plastique
ϕ_y	Courbure de plastification pour la rotule plastique
ϕ'_y	Courbure au début de la phase de plastification
ϕ_u	Courbure ultime pour la rotule plastique

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE		UNITÉS DE TEMPS	
Aire		h	heure
m ²	mètre carré	s	seconde
UNITÉS GÉOMÉTRIQUES		Fréquence	
Longueur		Hz	Hertz
km	kilomètre	kHz	kiloHertz
m	mètre		
cm	centimètre		
mm	millimètre		
UNITÉS DE MASSE			
Masse			
kg	kilogramme		
UNITÉS MÉCANIQUES			
Vitesse			
km/s	kilomètre par seconde		
Accélération			
m/s ²	mètres par secondes au carré		
g	accélération moyenne de la pesanteur		
Angle			
°	degré		
rad	radian		
Courbure			
rad/km	radians par kilomètre		
rad/m	radian par mètre		
Force			
N	Newton		
kN	kiloNewton		
MN	megaNewton		
Moment d'une force			
N.m	Newton - mètre		
kN.m	kiloNewton - mètre		
Énergie, travail			
J	joule		
kJ	kilojoule		
m ² /s	Mètre carré par seconde		
Puissance			
W	Watt		
m ² /s ²	mètre carré par seconde carré		
Contrainte			
Pa	Pascal		
MPa	megaPascal		

INTRODUCTION

Contexte et problématique

Cette étude est menée alors que l'âge moyen des ponts au Québec est relativement élevé et que les dégâts structuraux sont parfois importants (fissuration, délamination, corrosion, etc.) D'autre part, un grand nombre de ces ouvrages a été conçu à l'aide de codes de construction ne préconisant pas d'exigences particulières pour le dimensionnement parasismique. Il convient donc de s'interroger sur la vulnérabilité sismique de ces ponts, notamment par rapport au type de sol sous-jacent.

En effet, la catégorisation sismique des sites occupe une place prédominante dans l'évaluation sismique des ouvrages : les propriétés des emplacements peuvent modifier considérablement les mouvements sismiques, et les rendre plus dommageables. L'importance de la catégorisation sismique des sites sur la vulnérabilité des ponts est reconnue par la communauté scientifique et a été démontrée, entre autres, dans le cadre du rapport «Vulnérabilité sismique des infrastructures essentielles de la ville de Québec» (Nollet, LeBoeuf et Khaled, 2008). Cette évaluation de type indiciel se fait sur la base de la réponse élastique linéaire des ponts et sur les coefficients des sites recommandés par le CNBC 2005. Il est cependant reconnu que lors de séismes modérés ou importants, les structures sont appelées à exhiber un comportement inélastique. Il convient donc d'analyser l'impact de l'amplification des mouvements sismiques par les sols sur la réponse non linéaire des ponts.

D'autre part, des modifications ont été récemment apportées aux données sismiques de la Commission Géologique du Canada (CGC) : notamment au niveau des accélérations spectrales pour un évènement sismique ayant une période de retour de 2% en 50 ans et également pour la catégorisation sismique des sites. En effet, les catégories sismiques d'emplacement du CNBC sont décrites de manière plus quantitative que précédemment

(édition de 1995), ce qui n'est pas le cas pour la norme S6-06. De plus, un microzonage des sites de la ville de Québec a été effectué sur la base des catégories d'emplacement du CNBC 2005. C'est pourquoi cette catégorisation des sites sera employée dans le cadre de cette étude.

Objectifs

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'évaluer les effets d'amplification de site, pour des sols typiques de la ville de Québec, et leur influence sur le comportement des ponts dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

Plus spécifiquement, les objectifs sont de :

- a) caractériser les mouvements sismiques de l'Est du Canada, à l'aide de forages réels, en fonction de la classification des sites telles que définie dans le Code National du Bâtiment du Canada de 2005 (CNBC 2005) et la norme canadienne des ponts routiers S6-06 (CSA S6-06);
- b) élaborer un modèle de pont générique, représentatif des ponts routiers et autoroutiers sous la juridiction de la Ville de Québec;
- c) caractériser et modéliser les catégories d'emplacement du CNBC 2005 pour la ville de Québec;
- d) évaluer le comportement sismique non linéaire du modèle de pont en tenant compte des effets de site;
- e) vérifier la représentativité de l'approche utilisée pour considérer les effets d'amplification dans les méthodes d'évaluation rapide appliquées aux ponts de la ville de Québec.

Méthodologie

La méthodologie utilisée pour atteindre les cinq objectifs principaux comprend les cinq étapes principales suivantes :

- a) dans le but de caractériser les mouvements sismiques de l'Est du Canada, une revue bibliographique exhaustive sur le sujet et une consultation des codes et normes ont été réalisés. Des modèles de sol inspirés de stratigraphies réelles sont créés grâce au logiciel Shake 2000 pour représenter chaque catégorie sismique de site et ainsi calculer les accélérogrammes en champ libre;
- b) afin d'établir un modèle de pont représentatif de ceux sous la juridiction de la ville de Québec, ses caractéristiques sont déterminées à partir de la base de données de la ville. Le modèle de pont choisi est ensuite modélisé et analysé avec le logiciel SAP 2000;
- c) les stratigraphies réelles sont utilisées pour modéliser des sites typiques de la ville de Québec correspondant à chaque catégorie de site du CNBC 2005;
- d) un ensemble d'accélérogrammes historiques sont utilisés pour l'étude dynamique du modèle de pont. Chacun de ces accélérogrammes sera transformé à l'aide du logiciel Shake 2000 pour déterminer la réponse en champ libre. Ainsi pour chaque catégorie d'emplacement, une analyse similaire du pont est faite, puis les résultats sont comparés afin de déterminer les effets de site;
- e) enfin les résultats des analyses dynamiques linéaires et non linéaires sont comparés aux coefficients d'amplification recommandés par le CNBC 2005.

Envergure et limites de l'étude

Cette étude ne prétend pas analyser la vulnérabilité sismique de l'ensemble des ponts sous la juridiction de la ville de Québec, ni même celle d'un pont en particulier. Ainsi les résultats présentés ne sont pas transférables aux ouvrages réels, à moins que les similitudes en termes de dimensions soient très importantes. Le but est de déterminer, pour un modèle générique défini d'après la base de données de la ville de Québec, les effets d'amplification du site quant à sa vulnérabilité sismique. Les résultats ne sont donc utilisables que dans le cas de

cette analyse comparative. Un seul ouvrage sera considéré car une grande partie de l'étude consiste à transformer les signaux sismiques pour les différentes catégories d'emplacement. L'interaction sol-structure ne sera pas prise en compte car elle implique un temps de calcul très important ainsi qu'une augmentation du nombre de paramètres variables tendant à complexifier l'analyse des résultats. Comme cela a été précisé, l'objet de cette étude n'est pas de déterminer la réponse d'un pont réel, mais d'analyser la réponse d'un modèle avec la catégorie d'emplacement comme seule variable.

Organisation du mémoire

Le premier chapitre présente une revue de la littérature existante sur les phénomènes d'amplification de signaux sismiques dus aux effets des sites ainsi que sur les points de vulnérabilité des ponts soumis à de fortes sollicitations sismiques. Le chapitre 2, présente les accélérogrammes historiques employés dans le cadre de cette étude ainsi que la méthode utilisée pour leur sélection. Le chapitre 3 présente les résultats obtenus pour les accélérogrammes en champ libre grâce à la modélisation du logiciel Shake 2000. À cette occasion, un bref rappel des hypothèses et du modèle numérique employés par ce programme est également présenté. Dans le chapitre 4, un modèle de pont représentatif des ponts routiers sous la juridiction de la ville de Québec sera défini et les choix de modélisation seront expliqués. Enfin, le chapitre 5 présente les résultats des analyses dynamiques linéaires et non linéaires effectuées sur le modèle de pont pour les différentes catégories d'emplacement en insistant sur les effets des différentes catégories de sites sur la vulnérabilité sismique du modèle choisi. Les résultats obtenus à partir des analyses dynamiques sont comparés aux méthodes d'évaluation rapide de l'amplification de site. Finalement, des recommandations quant aux pistes de recherches futures sont suggérées.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 Introduction

Les séismes engendrent des vibrations dans le sol, pouvant entraîner sa rupture ou sa liquéfaction et génèrent des mouvements horizontaux et verticaux (Imbsen, 2001). Le tremblement de terre de 1971 à San Francisco a fortement endommagé le réseau routier et tout particulièrement les ponts. De plus, l'analyse des dégâts causés par le séisme du Saguenay en 1988 a permis de mettre en évidence des phénomènes d'amplification du signal sismique dus aux caractéristiques des sols (Paultre *et al.*, 1993). Par ailleurs il a été remarqué que les régions situées sur des sols meubles ont été plus touchées par le séisme que celles situées sur du roc, et ce, quelle que soit la distance à l'épicentre. À la lumière de ces deux points il convient donc de s'intéresser au rôle des sols quant à la vulnérabilité sismique des ponts. En effet, l'analyse de vulnérabilité sismique ne peut se limiter à la seule étude dynamique de la structure [Figure 1.1]. Cette revue de la littérature s'organisera en trois parties et tentera de mettre en évidence les connaissances actuelles, d'une part pour les mécanismes d'apparition des séismes, d'autre part pour la dynamique des sols, et enfin en ce qui concerne la vulnérabilité sismique des ponts.

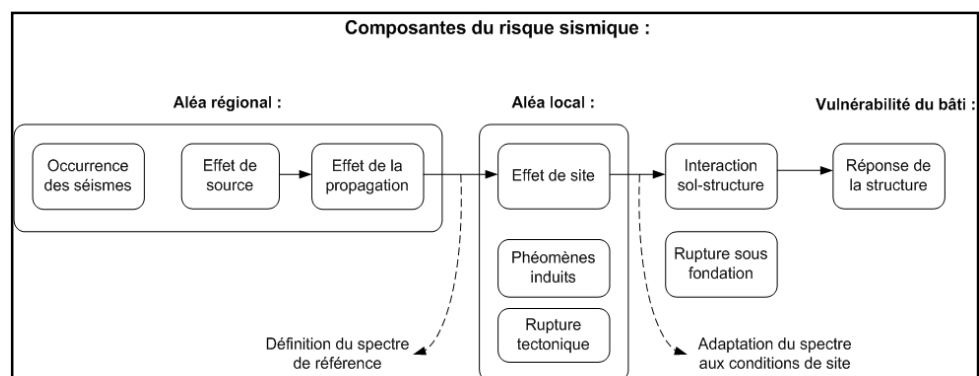


Figure 1.1 *Quelques éléments successifs du risque sismique.*

(Tiré de Duval, 1996)

1.2 Rappels généraux sur le phénomène sismique

1.2.1 La tectonique des plaques

Le phénomène sismique est principalement lié aux mouvements des plaques tectoniques qui constituent la surface de la terre. On compte six plaques principales et six plaques secondaires qui se déplacent à la surface du manteau asthénosphérique sous l'effet de ses courants. Les mouvements relatifs de ces plaques, d'environ 3 cm par an, les conduisent à avoir trois types d'interactions : convergence, divergence et transcurrence. La convergence se produit lorsque deux plaques tectoniques se rapprochent. On assiste alors à la création de chaînes de montagnes comme l'Himalaya, qui est le résultat de la confrontation entre la plaque indienne et la plaque eurasiennne (collision), ou à la disparition d'une plaque sous l'autre (subduction). La divergence se produit lorsque deux plaques s'écartent, ce qui engendre la création de dorsales océaniques par remontée et refroidissement du manteau d'asthénosphère. Enfin, la transcurrence est le glissement horizontal de deux plaques l'une à côté de l'autre.

L'étude statistique des zones sismiques permet de dire que 90% des tremblements de terre se produisent dans les zones de convergence ou de divergence et que les séismes majeurs se produisent dans les zones de subduction comme pour le séisme de Mexico en 1985 [Figure 1.2]. Les 10% restant se produisent le long de failles dans les plaques, ils sont moins fréquents et le mécanisme est encore mal connu (Lagorio, 1990). Il existe trois types de failles de rupture (Filiatrault, 1996) : les failles à glissement latéral (ou faille en décrochement), les failles normales et les failles renversées aussi appelées failles chevauchantes ou failles inverses.

Les séismes se produisent lorsque le mouvement des plaques est empêché : de l'énergie est stockée sous forme d'énergie élastique jusqu'à la rupture du matériau rocheux, ce qui engendre alors des vibrations. La prévision de l'aléa sismique n'est pas possible sur le plan technique, on peut juste utiliser des méthodes probabilistes et des données historiques afin de déterminer l'aléa sismique d'une région donnée (Pecker, 1984). Il est à noter que les activités

humaines peuvent influencer la distribution des contraintes dans l'écorce terrestre et engendrer des séismes : on parle de séismes induits. Les causes principales sont la mise en eau de réservoir ou de barrages et les activités d'extraction minière. Ces séismes peuvent atteindre des magnitudes de 6 sur l'échelle de Richter (Filiatrault, 1996).

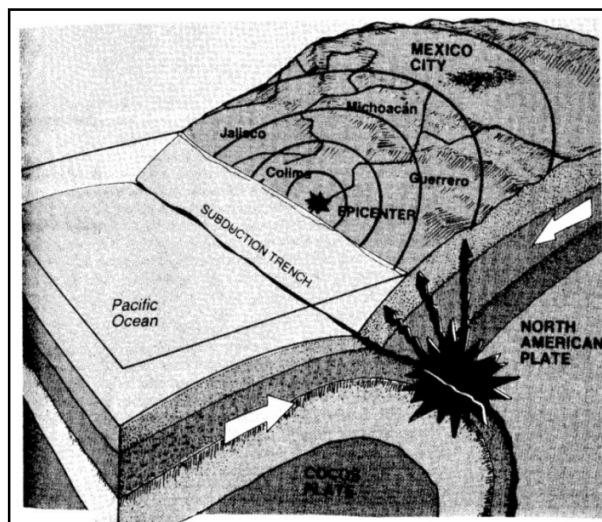


Figure 1.2 *Zone de subduction, exemple pour le séisme de Mexico 1985.*
(Tiré de Lagorio, 1990)

1.2.2 Les méthodes de mesure

Pour mesurer la violence d'un séisme il existe principalement deux méthodes : une échelle d'intensité, qui estime les dégâts humains et matériels, et une échelle de magnitude, qui représente sur une échelle logarithmique l'énergie sismique libérée par les ondes. Il existe plusieurs types de magnitudes sismiques : l'échelle de Richter (du nom de son inventeur) souvent notée M_L et qui mesure uniquement l'énergie libérée par les ondes locales, l'échelle M_s qui mesure l'énergie libérée par toutes les ondes de surface, l'échelle m_b qui mesure l'énergie libérée par les ondes de volume, la magnitude de moment sismique M_w et la magnitude de Nuttli, m_N , utilisée par la Commission Géologique du Canada (Filiatrault, 1996). En théorie, la magnitude n'a pas de limite mais dans la pratique on n'a jamais observé de séisme de magnitude supérieure à 9 (Lagorio, 1990). L'échelle d'intensité la plus courante

(en Amérique du nord) est l'échelle Mercalli. La valeur maximale qu'elle peut atteindre est de 12 et se définit par une destruction quasi-totale des constructions humaines. D'une manière générale on indique les intensités en chiffre romains et les magnitudes en chiffres arabes.

1.2.3 Les données analysées

Les principales données analysées pour un séisme sont : l'accélération, la vitesse et le déplacement au sol. La donnée la plus couramment enregistrée par l'intermédiaire des sismographes est l'accélération au sol. On obtient, par intégrations successives, la vitesse et le déplacement. Ces données doivent être modifiées afin d'éliminer les erreurs inhérentes à la précision des instruments de mesure (Pecker, 1984). Un sismographe enregistre les déplacements horizontaux selon deux directions orthogonales et selon l'axe vertical. Un séisme produit plusieurs types d'ondes : des ondes de volume et des ondes de surface. Parmi les ondes de volume on distingue les ondes de compression (longitudinales), dites ondes primaires P car leur vitesse de déplacement est la plus élevée et les ondes de cisaillement (longitudinales et verticales), dites ondes secondaires S. Pour les ondes de surface on considère les ondes de Love et les ondes de Rayleigh qui ont un mouvement elliptique à la surface [Figure 1.3].

Les enregistrements des sismographes permettent d'identifier les différents types d'ondes. En général un séisme se décompose en 4 phases : phase initiale (faible), phase à fort niveau d'accélération, phase modérée et phase très faible de retour progressif au repos (Pecker, 1984). La Figure 1.4 illustre les accélérogrammes typiques que l'on obtient en fonction de la distance à l'épicentre et les allures classiques des différents types d'ondes.

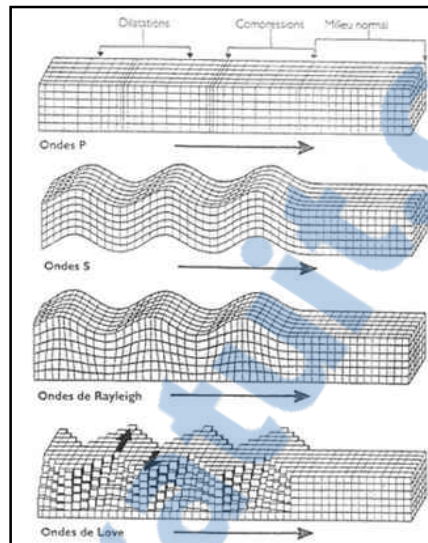


Figure 1.3 *Déformation engendrée par les différents types d'ondes.*
(Tiré de Filiatrault, 1996)

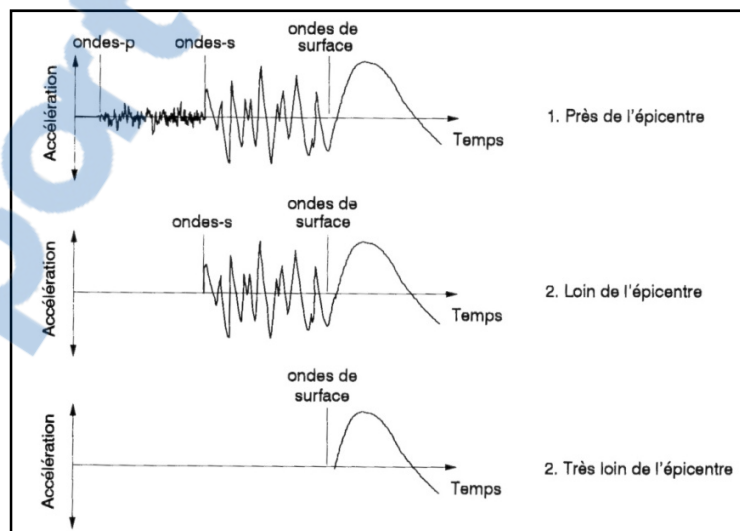


Figure 1.4 *Enregistrements typiques d'accélérogrammes en fonction de la distance à l'épicentre.*

(Tiré de Filiatrault, 1996)

1.3 Dynamique des sols

1.3.1 Comportement des sols sous charges cycliques

Lorsque le sol est au repos, le champ de contraintes σ_{ij} et le champ de déformations ε_{ijk} sont connus. On utilise ensuite une loi de comportement des sols pour connaître l'état de déformation lors de l'application d'un incrément de contrainte $d\sigma$. Bien que le temps soit un paramètre qui intervient dans la loi de comportement, il n'intervient généralement pas dans l'expression de la loi de comportement pour les sols (Pecker, 1984). Celle-ci est déterminée dans un cadre précis : élasticité ou viscoélasticité. Le sol peut également être caractérisé par des courbes contrainte-déformation obtenues en laboratoire. Lors des sollicitations sismiques, les sols n'ont pas le temps de se drainer : les contraintes cycliques sont exprimées en termes de contraintes totales.

Pour chaque sol, on trace la contrainte τ en fonction de la distorsion γ et si cette courbe est fermée on parle de courbe d'hystérésis. On déduit deux paramètres du sol à partir de cette courbe : le module de cisaillement G et le coefficient d'amortissement β qui varient en fonction du temps et de la distorsion [Figure 1.5]. Lorsque le cycle n'est pas fermé, le comportement devient complexe à décrire et le matériau subit des variations de volume et des changements de pression interstitielle dus à l'incapacité du sol à évacuer l'eau. Pour le phénomène sismique, les variations de volume sont très faibles et se produisent presque entièrement sur le premier cycle.

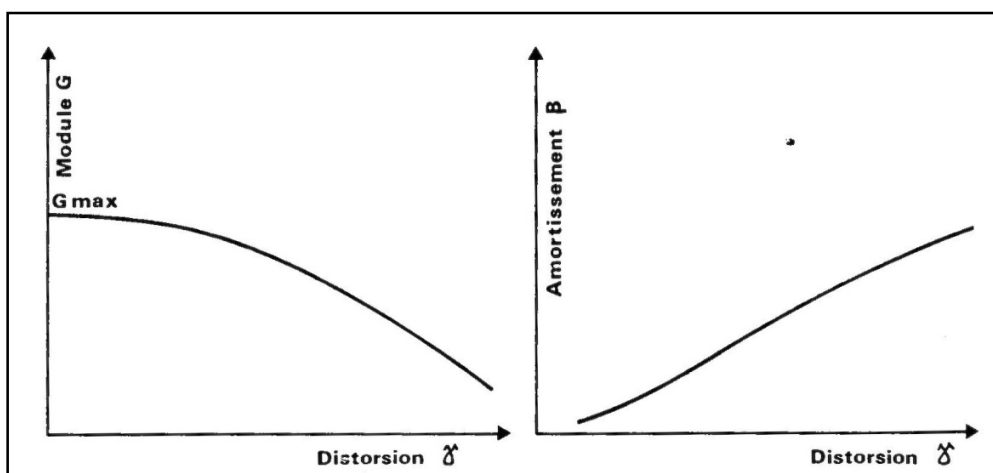


Figure 1.5 *Variations de β et G en fonction de la distorsion.*

(Tiré de Pecker, 1984)

Afin de décrire théoriquement le comportement des sols sous charges cycliques, les chercheurs ont développé plusieurs modèles de comportement (Pecker, 1984). Il y a tout d'abord les modèles élastiques, qui ne sont réalistes que dans le cas de très petites déformations. Le modèle le plus généralement utilisé est le modèle viscoélastique linéaire équivalent, qui permet de tenir compte de certaines non-linéarités pour des matériaux donnés. En règle générale on fait appel à des modèles unidimensionnels, d'utilisation rapide et plus simple que les modèles bi ou tridimensionnels. Enfin, il existe des modèles non linéaires beaucoup plus réalistes. Bien qu'ils représentent une avancée fondamentale dans le domaine de la dynamique des sols ces modèles restent complexes d'utilisation (Pecker, 1984).

1.3.2 Liquéfaction des sables

Lors d'une augmentation de contrainte due à un chargement quasi-statique monotone ou cyclique, la pression interstitielle augmente et la contrainte effective diminue ce qui a pour effet de diminuer la résistance en cisaillement du sol (Johansson, 2000). Ceci résulte, à l'état ultime, à la liquéfaction du sol. Celle-ci se produit sous trois conditions : présence d'un matériau pulvérulent, présence d'une nappe et présence d'une contrainte cyclique de cisaillement. Un sol ayant subi une liquéfaction se manifeste généralement par la présence



de cratères à sa surface. Les conséquences d'une liquéfaction sont généralement très graves : inondations, renversements d'immeubles [Figure 1.6] ou de piles, ruptures de barrages. Lors des derniers tremblements de terre, la liquéfaction a été l'une des causes majeures de dommages pour les ponts (NRC-TRB, 2002).

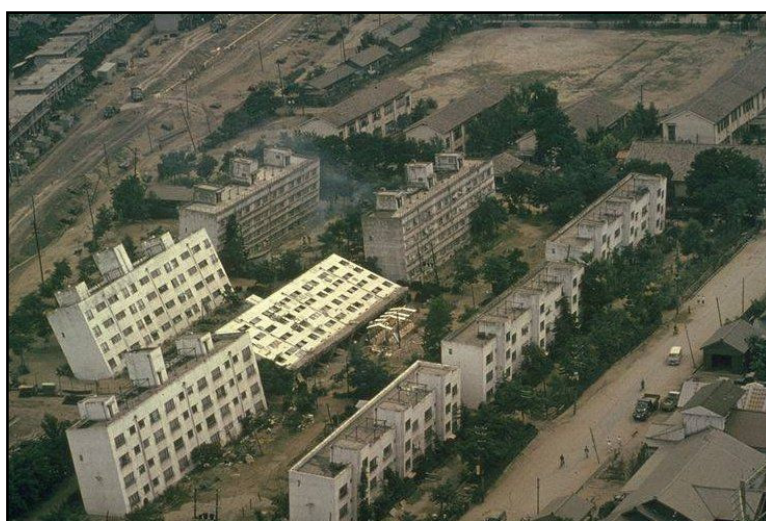


Figure 1.6 *Renversement d'immeubles suite à la liquéfaction du sol lors du séisme de Niigata en 1964.*

(Tiré de Johansson, 2000)

Lors d'un chargement cyclique, comme dans le cas d'un chargement monotone, on observe les phases de densification et de dilatance. Ainsi, un chargement cyclique exercé dans la zone subcaractéristique (phase contractante) entraînera une consolidation axiale du sable. A contrario, une sollicitation cyclique exercée dans la zone surcaractéristique (phase dilatante) entraînera une rupture du sol par dilatance progressive (Ibsen, 1993). [Figure 1.7]

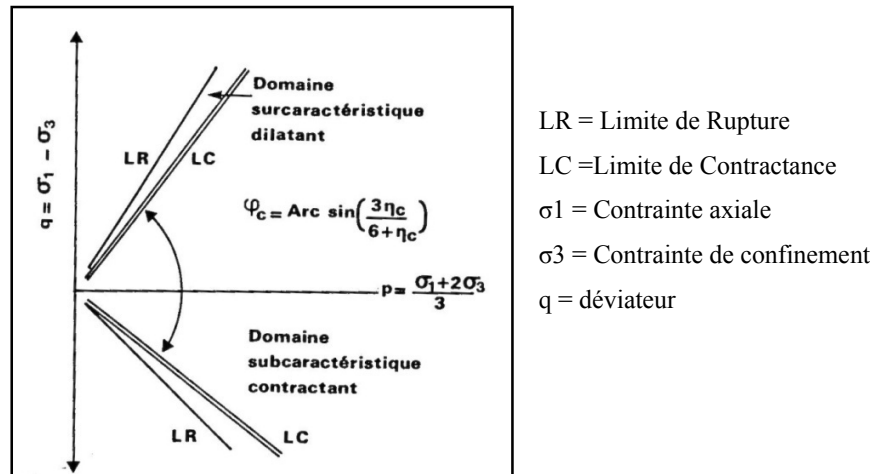
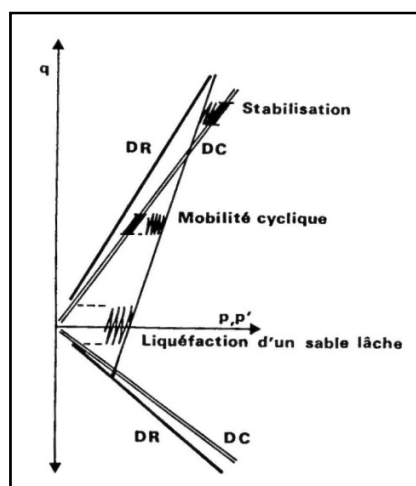


Figure 1.7 *Domaines surcaractéristique et subcaractéristique.*
 (Tiré de Pecker, 1984)

Pour un chargement cyclique non drainé : dans le domaine subcaractéristique on tend vers une mobilité cyclique, dans le domaine surcaractéristique on a une stabilisation vers l'état caractéristique. La liquéfaction est obtenue lors des cisaillements non drainés, alternés de part et d'autre du déviateur nul (lorsque la contrainte axiale est égale à la contrainte de confinement) [Figure 1.8].

Chaque cycle de chargement augmente la pression interstitielle et réduit la pression moyenne p' . Ce processus s'accélère lorsque la pression effective franchit le seuil caractéristique. Pour un sable lâche, on a destruction de l'échantillon, alors que pour un sable dense, la liquéfaction entraîne une déformation limitée qui peut néanmoins être grande si le nombre de cycle est élevé.



DR = Domaine de Rupture
 DC = Domaine Contractant
 q = Déviateur

Figure 1.8 *Comportement d'un sable sous charges cycliques.*
 (Tiré de Pecker, 1984)

Un recensement des sites constitués de sols pulvérulents sous nappes a été fait. On en tire les conclusions suivantes (Pecker, 1984):

- pour une sollicitation donnée, la densité du sol est plus élevée pour un site qui ne s'est pas liquéfié;
- la nature du sol influe sur sa résistance à la liquéfaction (pour des caractéristiques sismiques similaires et des densités similaires);
- pour des caractéristiques de sols similaires le risque de liquéfaction du sol est d'autant plus grand que l'accélération au sol est élevée et que la magnitude est importante;

La résistance au cisaillement cyclique non drainé d'un sol dépend : de son état de contrainte actuel, de l'historique des contraintes et des déformations, et de l'incrément des contraintes appliquées. Pour un sable, un facteur supplémentaire entre en jeu : la saturation. Pour évaluer le risque de liquéfaction d'un site il existe deux méthodes : la méthode des contraintes totales et la méthode des contraintes effectives. On s'intéresse généralement au cas du champ libre (terrain sans construction).

1.3.3 Phénomènes de modifications de signaux : amplification et amortissement

Pour un évènement sismique unique, la forme du spectre de réponse sera dépendante du site sur lequel l'accélérogramme a été enregistré (Seed, Ugas et Lysmer, 1976). Le site va influencer sur l'amplitude du spectre de réponse (amplification ou amortissement) ainsi que sur la période fondamentale. L'amortissement est un paramètre qui permet à un système physique mis en vibration à une fréquence égale à sa fréquence de résonnance, de maintenir une amplitude de déplacement limitée (Pecker, 1984). Selon les matériaux, l'énergie dissipée dépend de la vitesse de déformation ou non. Pour les sols, l'énergie dissipée ne dépend pas de la vitesse de déformation. On parle alors d'amortissement hystérétique : les non linéarités sont importantes et l'amortissement est dû aux déformations plastiques. Il existe deux grandeurs pour caractériser l'amortissement : l'énergie dissipée par cycle dans l'élément et le rapport de cette énergie à une énergie élastique de référence. Cependant les chercheurs n'ont pas pu déterminer de relation simple pour caractériser l'amortissement : on a recours à des coefficients adimensionnels ou à des décréments logarithmiques.

Lorsque le signal sismique traverse des couches de sol moins rigides, on remarque souvent une amplification de l'accélération [Figure 1.9]. Par exemple, l'ajout d'une couche de sol molle entre deux couches de sol rigides introduit de nouvelles fréquences de vibrations et change significativement la fonction d'amplification (Palazzo, 1993). Un des cas d'amplification les plus connus est le séisme de Mexico qui a eu lieu en 1985. En effet, la ville de Mexico, située à 400km de l'épicentre, a été fortement touchée, particulièrement pour les immeubles de 9 à 14 étages qui présentent une période proche de 2 secondes, soit celle correspondant à l'accélération maximale pour le spectre de réponse du site. Cette amplification est due à l'épaisse couche de sédiments qui constitue le sol affleurant : la ville de Mexico est implantée sur une ancienne baie (Davidovici, 1999; Lagorio, 1990).

Un autre exemple intéressant est celui de Treasure Island, qui est une île artificielle située dans la baie de San Francisco voisine d'une île naturelle (Yerba Buena). Des enregistrements ont été faits sur les deux îles lors du tremblement de terre de Loma Prieta en 1989 et

comparés à des simulations numériques de plusieurs logiciels parmi lesquels Shake. Il apparaît que l'accélération maximale pour Yerba Buena est de 0,2g pour une période de 0,7s et qu'elle est de 0,75g pour une période de 0,8s dans le cas de Treasure Island (Roy et Sharma, 1993) [Figure 1.10]. Il faut remarquer que l'île artificielle est constituée exclusivement de sols mous sur une hauteur de 100m alors que pour l'île de Yerba Buena, le roc est présent dès 15m de profondeur. À la lumière de ces exemples il est évident que l'on ne peut minimiser l'influence du sol sur la réponse d'un ouvrage.

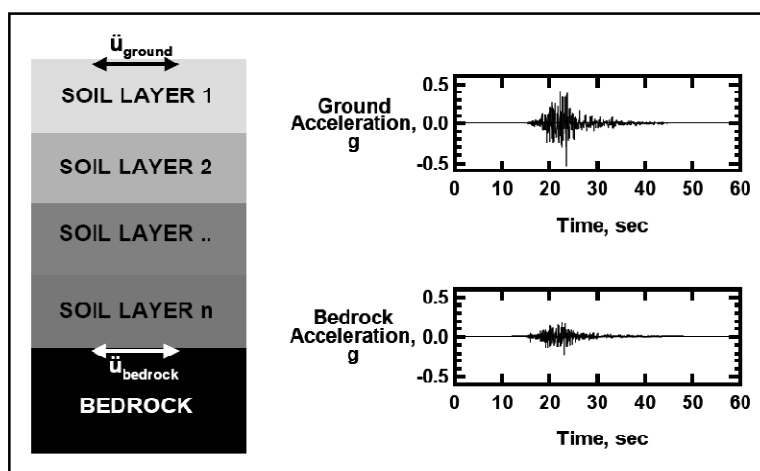


Figure 1.9 *Phénomène d'amplification d'un sol stratifié.*

(Tiré de Darendeli, 2001)

En règle générale on fait état des phénomènes d'amplification pour des sols mous. Or les couches rocheuses amplifient parfois les signaux plus que les couches sédimentaires, en particulier lorsque la fréquence dépasse 4 à 5 Hz (Aki, 1988). Cependant, les facteurs d'amplification des sols sédimentaires vont de 2 à 3 alors que ceux du roc sont généralement inférieurs à 2. De plus, des chercheurs japonais ont remarqué, après une étude statistique, que les accélérations étaient maximales sur le roc alors que les déplacements et les vitesses étaient maximaux sur des sols mous (Aki, 1988).

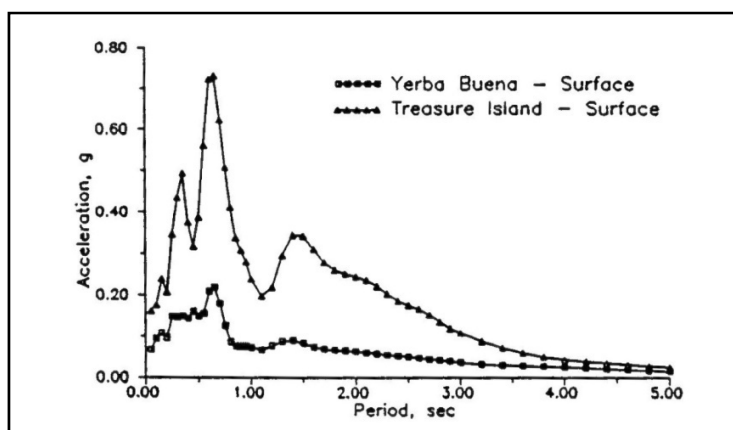


Figure 1.10 *Spectres de réponse de Yerba Buena et Treasure Island pour le séisme de Loma Prieta en 1989.*

(Tiré de Roy et Sharma, 1993)

Lois d'atténuation

Il existe plusieurs lois d'atténuation dont la plupart servent à calculer empiriquement l'accélération maximale d'un site en fonction de la magnitude, de la focale et des conditions de site. La classification d'un site ne fait pas l'unanimité : si tout le monde s'accorde pour le roc, la définition d'un sol mou est très variable d'une loi d'atténuation à l'autre. Elles peuvent être obtenues :

- sur les jugements d'experts, qui sont en général assez peu précis,
- sur la base de statistiques sur les événements passés, ce qui est efficace mais limité à une région donnée,
- grâce à des lois d'atténuation théoriques, qui donnent des résultats généralement moins précis que les statistiques.

1.3.4 Réponse sismique d'une couche de sol

L'analyse de la réponse sismique d'une couche de sol consiste à déterminer les caractéristiques du mouvement sismique à la surface du sol en ayant connaissance de l'accélérogramme au niveau du roc. Mathématiquement, elle se rapproche de l'étude de la

propagation d'ondes en milieu continu mais le problème se complexifie considérablement si l'on tient compte des hétérogénéités du sol et de ses non linéarités (Pecker, 1984).

Les facteurs d'influence liés à la source sont fonction des dimensions de la zone de rupture, du mécanisme de rupture et des contraintes le long de la surface de rupture. Ils sont caractérisés par le moment sismique et la chute de contrainte. Ces deux paramètres sont plutôt utilisés par les sismologues, les ingénieurs préférant utiliser la magnitude ou l'intensité.

Les facteurs d'influence liés au trajet parcouru sont fonction des hétérogénéités du sol et de leurs effets soit : la réflexion, la réfraction, l'amortissement et la modification de la fréquence fondamentale. La plupart de ces phénomènes sont complexes et difficiles à appréhender en l'état des connaissances actuelles (Pecker, 1984).

Enfin, pour les facteurs d'influence liés aux conditions locales, on remarque, entre autres, l'influence de la géologie, de la topographie (vallée / crête), des interactions sol-structure. En général, l'influence de la géologie est mise en évidence par une classification simplifiée des sols : roche, sol raide, sol mou. Pour la topographie, on remarque que la présence d'une crête amplifie très fortement les accélérations maximales au sol : elles peuvent être multipliées par 5 en haut de la crête (Athanasopoulos, 1993).

Le paramètre le moins affecté par le passage dans différentes couches est l'accélération maximale. Cependant les sols mous atténuent moins l'accélération sur la distance. Plus la rigidité du sol est faible, plus les déplacements et la vitesse sont grands.

Actuellement la source n'est pas intégrée dans les modèles de sol à grande échelle. On connaît généralement le mouvement ou l'accélération en champ libre. Puis, on calcule mathématiquement le mouvement à la base des couches et les réponses sont évaluées en posant des conditions restrictives au niveau de la géométrie (couches horizontales...). De plus, le comportement réel est fortement non linéaire, et on doit prendre ce facteur en compte pour obtenir des solutions raisonnables. La complexité du phénomène est telle que seules des

solutions numériques sont envisageables. Pour les obtenir on suit les étapes suivantes : (i) choix de la nature et de la direction de l'onde, (ii) choix de la modélisation du milieu, (iii) détermination des conditions aux limites, (iv) choix d'une méthode d'intégration dans le temps.

1.4 Vulnérabilité sismique des ponts

Les ponts sont des structures qui présentent peu, ou pas, de redondances comparativement aux structures de bâtiments. La défaillance d'un élément peut entraîner l'effondrement de la structure (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Du fait de cette non redondance, les ponts sont plus vulnérables que les bâtiments aux mouvements sismiques, d'autant plus qu'ils sont souvent construits sur des terrains difficiles (rivière, vallée). Les ponts métalliques sont en général un peu moins vulnérables que leurs homologues en béton mais ne sont pas épargnés par les séismes pour autant. En moyenne, un pont métallique est 30% plus léger qu'un équivalent en béton ce qui permet de réduire les forces d'inertie.

1.4.1 Facteurs influençant la vulnérabilité sismique des ponts

Il existe de nombreux facteurs influençant la vulnérabilité sismique des ponts qui seront détaillés dans les paragraphes suivants.

a) Conditions de site

Les études de risque de liquéfaction et d'affaissement sont différentes pour les ponts car on n'a généralement pas le choix de l'emplacement contrairement aux bâtiments. Par exemple pour les dislocations, on a pu mesurer des déplacements permanents du sol de l'ordre de 2,5m après des événements sismiques. Il faudrait par conséquent, dans la mesure du possible, concevoir les structures pour qu'elles résistent à ce type de rupture (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Il arrive que des ponts soient construits sur des failles actives comme c'est le cas à Kobe, au Japon. Pour ce qui est des affaissements, on en a relevé plusieurs lors de séismes et

souvent les conséquences sont lourdes pour les ouvrages. D'où la nécessité de modéliser ces problèmes par l'intermédiaire de différents logiciels.

Du fait des conditions de sol il est possible d'enregistrer des vibrations différentes produites par le même séisme. Ainsi, on peut observer des asynchronismes au niveau des sollicitations sur les différentes piles du pont, tout particulièrement pour les ouvrages très étendus en longueur (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Il convient donc de mener une étude de déphasage et de générer des accélérogrammes asynchrones pour modéliser ces sollicitations.

Comme on l'a vu dans la partie précédente, les conditions de sol influent sur la réponse sismique du sol et donc sur les dégâts pouvant être causés à l'ouvrage comme le met en évidence la Figure 1.11. On peut en effet constater que les ouvrages sévèrement touchés par le séisme ne sont pas forcément les plus proches de l'épicentre.

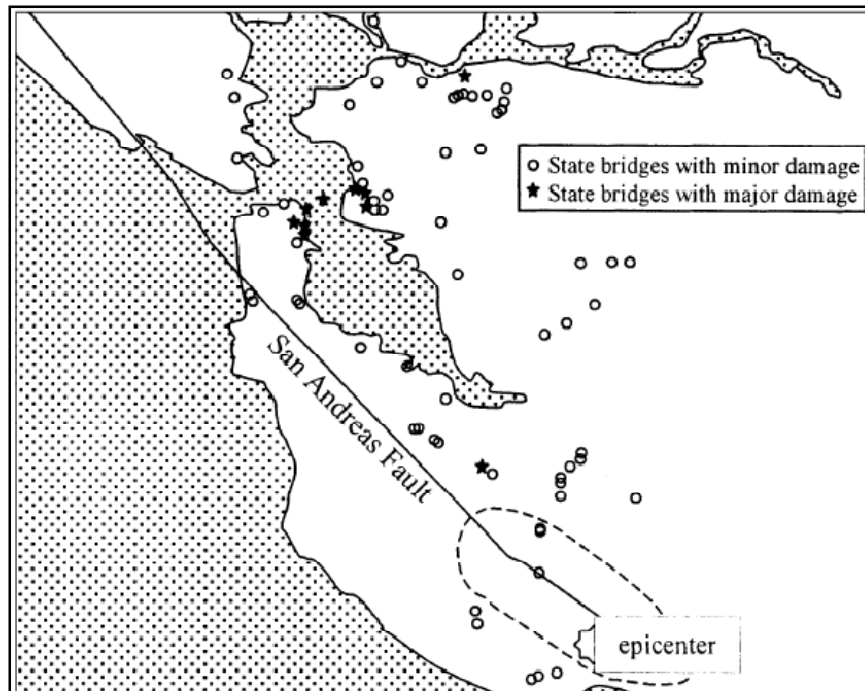


Figure 1.11 *Incidence des dommages majeurs et mineurs lors du séisme de Loma Prieta en 1989.*

(Tiré de Chen et Duan, 2003)

b) Époque de construction

Plusieurs exemples dans la littérature tendent à montrer une corrélation entre le niveau de dommage et l'année de construction d'un ouvrage (Chen et Duan, 2003). Un exemple illustrant parfaitement cette théorie est donné dans l'ouvrage de Chen (2003). Deux ponts approximativement parallèles, respectivement construits en 1965 et en 1990 ont été touchés lors du séisme de 1995 à Kobe. C'est le pont le plus ancien qui a été le plus durement touché, bien qu'il soit situé sur un sol de meilleure qualité. Cet état de fait est dû aux progrès réalisés dans la dynamique des structures et dans les théories des déformations inélastiques au cours des dernières années. Les avancées scientifiques ont conduit à une évolution des normes et codes qui sont plus sécuritaires de nos jours.

De fait, les performances accrues des nouveaux ouvrages ont conduit les évaluateurs à employer l'année de construction comme échelle grossière d'estimation de la performance probable d'une structure. Aujourd'hui l'objectif de la conception parasismique est de concevoir des ouvrages qui pourraient s'endommager lors de séismes violents mais qui ne s'écrouleront pas et qui demanderont peu de travaux pour une remise en service (NRC-TRB, 2002).

c) Irrégularités

Idéalement les structures parasismiques devraient être très régulières afin de faciliter l'analyse de leur comportement et de pouvoir dissiper également les énergies de déformation dans des éléments prédéfinis et prévus pour se plastifier (Chen et Duan, 2003; NRC-TRB, 2002). Mais cet idéal est très difficile à atteindre pour les ponts, qui sont des ouvrages souvent étirés en longueur.

L'expérience montre qu'un pont est plus vulnérable si : (i) des demandes en déformation trop importantes apparaissent dans des éléments fragiles, (ii) la configuration structurale est complexe, (iii) le pont manque d'éléments redondants. Une forme d'irrégularité commune

pour les ponts est la non uniformité de la longueur des piles. Si la réponse de la superstructure est relativement uniforme les demandes en déformations seront très irrégulières pour l'infrastructure et on observe que les colonnes les plus sollicitées sont les plus courtes. Les joints de dilatation, installés pour permettre les changements de volume dus à la dilatation et à la rétraction thermique du béton, introduisent une irrégularité supplémentaire et modifient la réponse de la superstructure. Enfin, les ponts de grande longueur peuvent être affectés par les variations temporelles et spatiales des ondes sismiques. Concrètement, les piles ne reçoivent pas le même signal sismique, ce qui peut engendrer des mouvements asynchrones et augmenter les demandes en déformations dans la superstructure.

1.4.2 Types de fondations et modélisation de l'ISS pour les piles de ponts

Les fondations sont des éléments structuraux situés au niveau du sol qui reprennent les charges gravitaires et sismiques (Priestley, Seible et Calvi, 1996). La résistance aux sollicitations sismiques dépend du type et de la géométrie des fondations, des caractéristiques du sol et de l'ISS. On distingue principalement trois types de fondations pour les ponts : superficielles, superficielles sur pieux et pile-pieux.

Les fondations superficielles sont utilisées sur sols rigides et les fondations superficielles à pieux sont plutôt employées pour des sols assez mous ou des sols stratifiés présentant un risque de liquéfaction (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Ces types de fondations peuvent être modélisés très facilement comme un unique point relié à des ressorts qui représentent les rigidités horizontale, verticale et rotationnelle du sol. Pour un modèle en deux dimensions il suffit de considérer trois ressorts [Figure 1.12], pour un modèle en trois dimensions il faut introduire six ressorts. Les résistances du sol sont estimées comme suit :

- pour la direction verticale on considère l'appui vertical de la charge sur le sol,
- pour la direction horizontale on prend en compte la pression du sol sur les faces latérales de la fondation et la friction sur ces mêmes faces ainsi que sur la face inférieure,
- pour la rotation on considère la charge du sol qui est situé au dessus de la semelle.

Il y a quelques différences pour les fondations superficielles sur pieux : la résistance rotationnelle et la résistance horizontale sont bien plus élevées. Dans le cas où le nombre de pieux est élevé et où ceux-ci sont proches les uns des autres, il faut prendre en compte l'effet de groupe et faire appel à un géotechnicien pour l'étude.

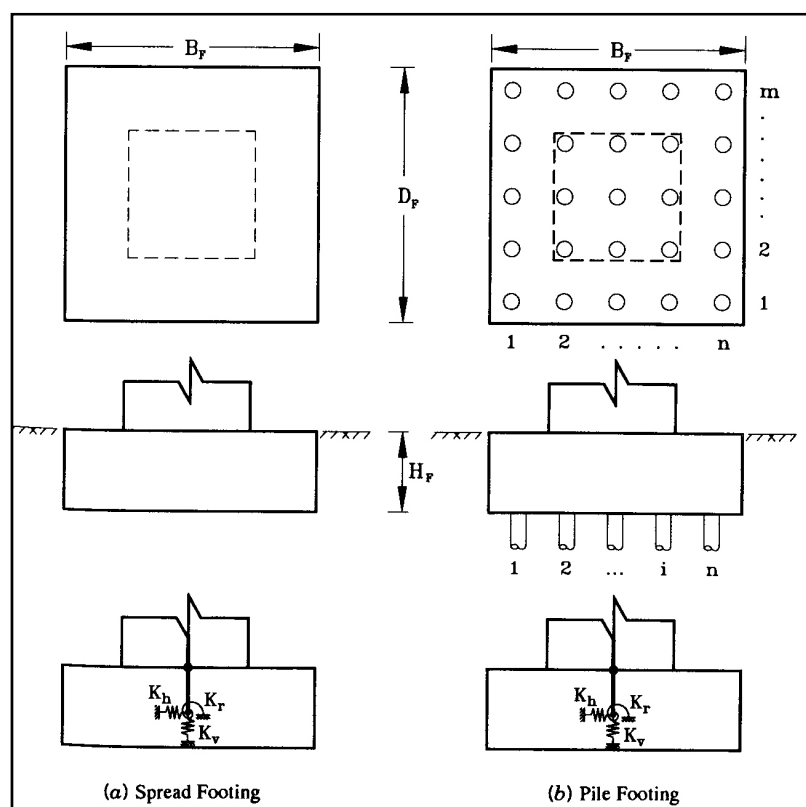


Figure 1.12 *Fondations superficielles et fondations superficielles sur pieux.*
 (Tiré de Priestley, Seible et Calvi, 1996)

Les fondations de type pile-pieux [Figure 1.13] sont utilisées en présence de sols de très mauvaise qualité comme les sables ou les sols saturés en eau (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Les pieux peuvent être directement coulés dans le sol si celui-ci est assez stable (mis en place par battage), sinon il faut recourir à des coffrages. Cette solution est couramment employée car elle est économique. On distingue deux catégories principales : soit la colonne présente le même diamètre sur toute sa hauteur, soit le caisson situé dans le sol a un diamètre

plus important. Quel que soit le cas, la flexibilité de cet élément doit être modélisée correctement dans le cadre d'une analyse dynamique d'ouvrage. Lorsque l'on peut déterminer le module d'Young E du sol, on modélise l'ISS par une série de ressorts horizontaux comme c'est illustré sur la Figure 1.13 (b). Ce type de modèle donne une bonne approximation des mouvements de la pile mais ne représente pas l'ISS dynamique puisque les effets d'inertie ou de viscosité du sol ne sont pas pris en compte.

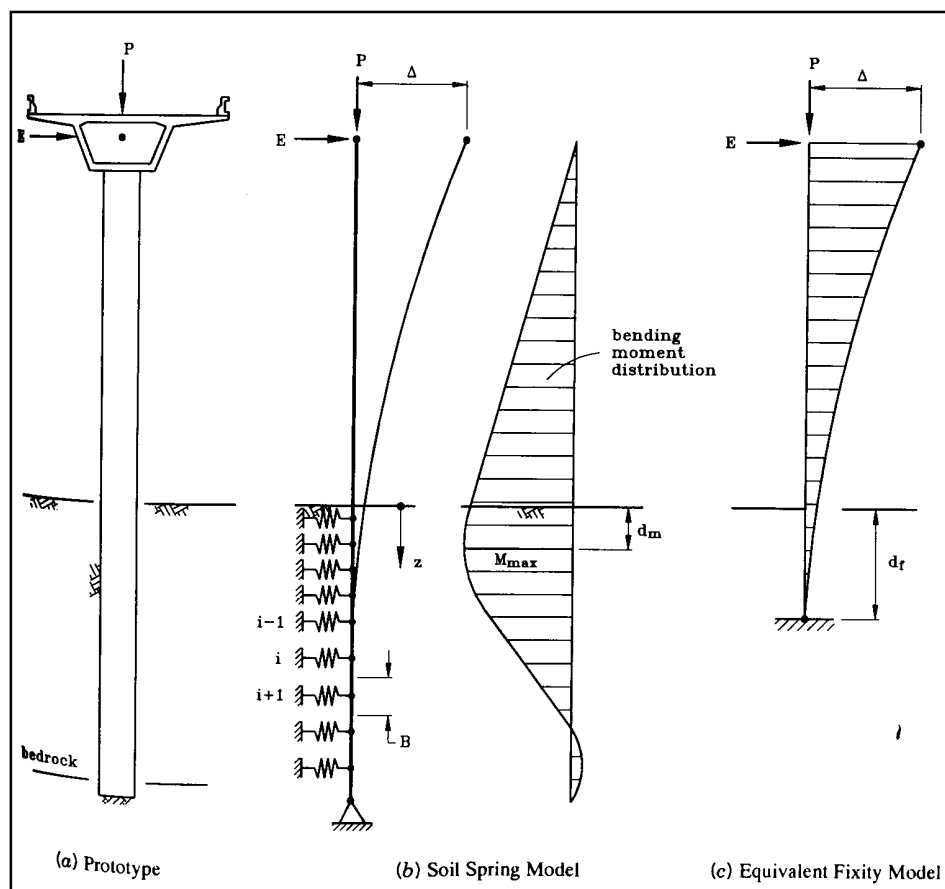


Figure 1.13 Fondations pile-pieux.

(Tiré de Priestley, Seible et Calvi, 1996)

Une approche alternative pour modéliser les effets de la flexibilité du sol sur la pile est le modèle équivalent de fixité [Figure 1.13 (c)] où l'on détermine la profondeur équivalente d'encastrement d_f . Au dessus de cette profondeur on considère la pile comme une console

verticale sans les effets du sol. Cependant, il faut faire attention au moment maximal réel qui se développe bien plus près de la surface que la profondeur d_f . Pour obtenir les caractéristiques de déformation du sol en fonction du chargement sismique il faut passer par des modèles non linéaires.

Lors du tremblement de terre de Loma Prieta en 1989, une des causes majeures de rupture des colonnes a été le manque de confinement à leur base. La Figure 1.14 met en évidence l'augmentation de longueur effective de la colonne sous l'effet des déformations. À chaque cycle de chargement, cette longueur augmente encore et combinée avec les effets $P-\Delta$ on assiste à une augmentation du moment maximal développé dans la colonne (Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991). Il apparaît qu'un système de pieux surmonté d'une semelle rigide est plus approprié pour les régions à forte sismicité.

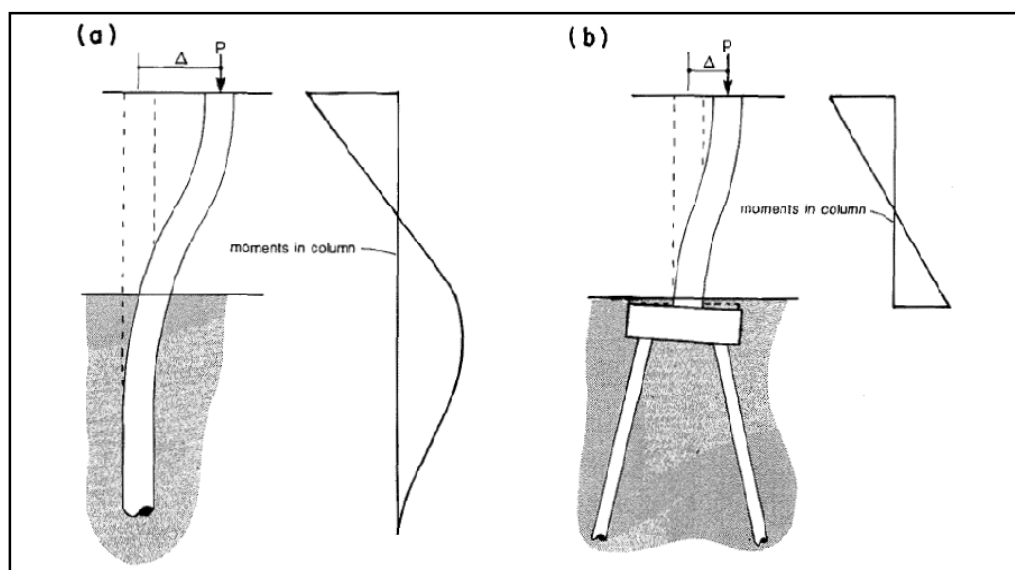


Figure 1.14 *Moment maximal développé dans la colonne en fonction du type de fondation.*

(Tiré de Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991)

Jeremic, Kunnath et Xiong (2004) ont comparé les comportements d'un même modèle de pont, typique de ceux que l'on peut trouver sur l'autoroute I 880, en considérant ou non l'ISS. Il apparaît que lors d'un déplacement imposé, la période augmente très vite pour le modèle encastré (non linéarités) alors que la réponse du modèle ISS est essentiellement élastique. Dans un cas réel c'est une hypothèse à ne pas négliger.

L'interaction fondation structure est bénéfique sous certaines conditions : s'il n'y a pas de déformation permanente significative dans la structure ou si les courbes de dissipation d'énergie hystérétiques sont plus petites que celles du modèle encastré (moins de dommages à la structure). Si aucune des deux conditions ci-dessus ne sont respectées : les effets de l'ISS sont négatifs (Jeremic, Kunnath et Xiong, 2004).

Le type de fondation d'un ouvrage est fonction de la nature du sol, de fait il n'y aurait probablement pas le même type de fondations pour un emplacement de catégorie A et pour un emplacement de catégorie E. Ainsi il apparaît difficile d'inclure l'étude de l'ISS dans le cadre de cette étude : il serait plus difficile de comparer les résultats puisqu'il y aurait une autre variable que la classe de site.

1.4.3 Déficiences sismiques des ponts

Avant les années 70, les ouvrages étaient conçus en ne considérant que le domaine d'élasticité et on a repéré trois causes majeures expliquant les déficiences sismiques des ponts de cette époque (Priestley, Seible et Calvi, 1996) :

- (i) les sollicitations sismiques étaient sous-estimées;
- (ii) les ratios charge morte sur charge sismique étaient inadéquats et dans le cas de charges sismiques fortes on peut avoir des inversions des sollicitations en flexion : les armatures ne sont donc plus en mesure de reprendre les efforts de traction;
- (iii) les concepts d'inélasticité et de ductilité n'étaient pas pris en compte.

De plus les systèmes structuraux étaient souvent mal conçus et les détails d'armatures assez inadaptés (Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991). Les outils de conception ont considérablement évolué dans les dernières décennies grâce à l'introduction des éléments finis et des développements dans le domaine informatique. Mais plusieurs points limitent la précision des modélisations : les caractéristiques d'un séisme ne peuvent être définies à l'avance, il existe des incertitudes au niveau des matériaux et les conditions aux limites sont mal définies. De plus il y a encore de nombreux problèmes où nos connaissances sont limitées : ISS, mouvement des joints, courbes hystérétiques, relations entre cisaillement et ductilité, déformations dans les régions des connections, interaction dynamique des sections d'un pont pour des sollicitations asynchrones.

Enfin, on peut signaler qu'en général une sollicitation de très courte durée avec une accélération de pointe au sol élevée ne produira pas de gros dommages, alors qu'un séisme avec une accélération de pointe au sol moyenne mais une longue durée générera des dommages importants (Priestley, Seible et Calvi, 1996).

On considère qu'il y a deux classes de dommages (Chen et Duan, 2003):

- les dommages primaires : ce sont les dommages ou les déformations causés directement par les vibrations sismiques,
- les dommages secondaires : ce sont les dommages dus à une redistribution des efforts internes suite à des dommages structuraux.

L'expérience a montré que les points suivants sont des causes majeures de dégâts ou de destruction de ponts lors des séismes (CTOA - SNCF, 1999) :

Déplacement relatif des tabliers et des appuis :

- déplacement important des appareils d'appui et perte d'appui,
- déplacement des appuis (piles, culées),
- déplacement différentiels non synchrones des têtes de piles.

Ruptures fragiles de certains éléments dues au manque de ductilité et de confinement du béton :

- insuffisance d'ancrage,

- flambement des aciers longitudinaux,
- rupture des zones d'encastrement,
- rupture par flexion ou par effort tranchant.

Problèmes liés aux sols des fondations :

- liquéfaction des sols,
- augmentation des sollicitations dans les fondations profondes dues à la réduction de réaction du sol.

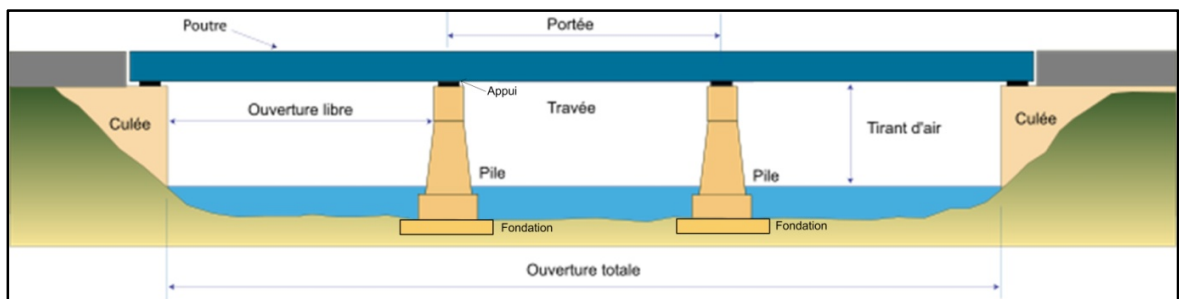


Figure 1.15 *Principaux éléments constitutifs d'un pont.*

(Wikipedia, 2008)

a) Fondations

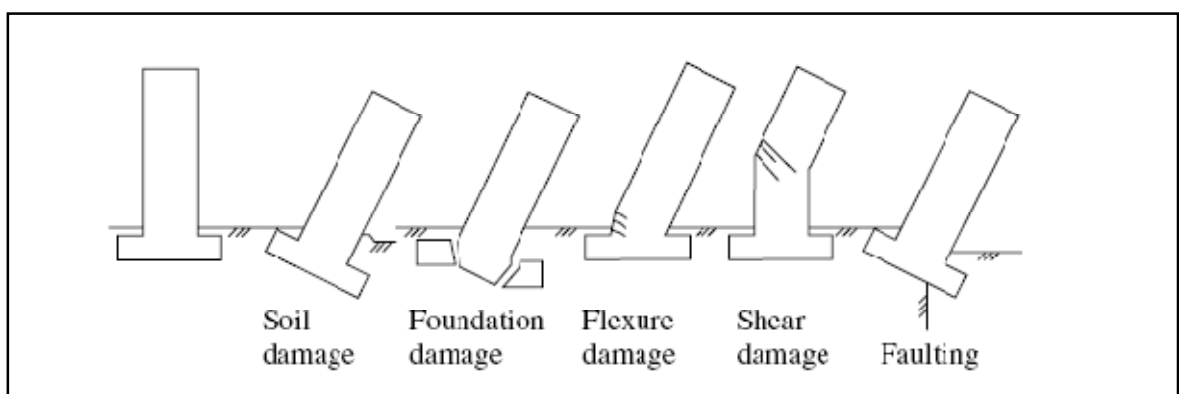


Figure 1.16 *Les différents types de dommages pouvant subvenir pour une fondation ou une pile de pont.*

(Tiré de Chen et Lui, 2006)

Il y a relativement peu de cas de ruine des semelles (Chen et Duan, 2003) et on n'a pas déterminé d'explication précise : il est possible que la fondation n'ait pas pu développer toute sa résistance à cause de la rupture prématurée des colonnes ou bien qu'elle ait été protégée par le sol (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Malgré le peu de dégâts remarqués il y a de nombreuses déficiences pour la protection parasismique des semelles d'ouvrages anciens notamment au niveau de la résistance en flexion et en cisaillement (Chen et Duan, 2003) ainsi que pour les connexions avec les colonnes (Chen et Lui, 2006; Priestley, Seible et Calvi, 1996) [Figure 1.16 ; Figure 1.17]. Aujourd'hui encore on ne sait pas s'il y a des fissures dans les semelles suite aux sollicitations sismiques du fait que les fondations sont généralement enterrées (Chen et Duan, 2003).



Figure 1.17 *Effondrement d'une colonne dû à un problème de connexion avec la fondation.*

(Tiré de Chen et Lui, 2006)

b) Culées

Les piles et les culées sont les éléments les plus importants pour garantir l'intégrité structurelle d'un pont lors d'un séisme. Les principales causes de dommages au niveau de ces éléments sont dues, d'une part à leurs rotations importantes et d'autre part, à l'affaissement du sol. Ces phénomènes qui ont été très fréquemment observés lors des derniers tremblements de terre (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Sous l'effet des sollicitations

horizontales, la pression des terres sur les culées augmente, et le pont peut générer des efforts engendrant des moments de rotation non prévus. Les sols mal compactés ont tendance à s'affaisser en direction de l'ouvrage, entraînant généralement une légère rotation de la culée [Figure 1.18]. Les types de mouvements sont cependant assez différents car chaque ouvrage a une configuration particulière : murs en retour, type de fondations de la culée (Chen et Duan, 2003).

Les principaux dommages relevés sont : un affaiblissement des fondations de la culée si le mouvement est important, et quelques dégâts au niveau du garde-grève (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Il est souvent possible d'utiliser le pont en l'état pour permettre l'accès des secours même si des travaux coûteux devront être entrepris par la suite. Cependant, si la rotation est trop importante, les travées peuvent s'échapper de leurs appuis (Chen et Duan, 2003). Anciennement les culées étaient considérées comme des fusibles permettant d'absorber les grandes forces sismiques. Néanmoins, à la vue de l'ampleur des dégâts et du coût des réparations lors du séisme de Northridge en 1994, il pourrait être bon d'envisager une autre alternative plus économique (Chen et Duan, 2003).

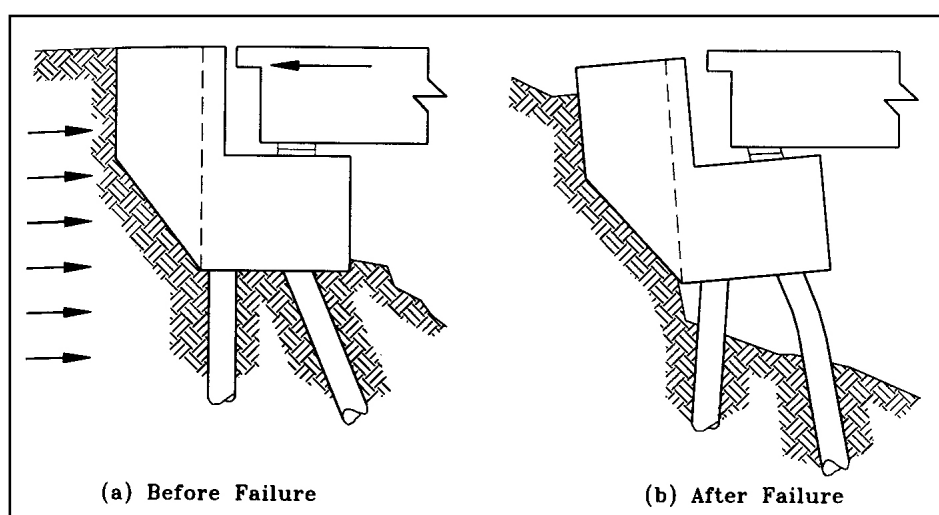


Figure 1.18 Renversement des culées.
(Tiré de Priestley, Seible et Calvi, 1996)

c) Colonnes

Le parti pris lors de la conception d'un pont est de dimensionner les appuis en laissant la colonne comme élément le plus faible : on essaye alors de lui donner une ductilité suffisamment grande pour qu'elle n'arrive pas à rupture (Chen et Duan, 2003). Même dans les ponts les plus anciens où cette approche n'était pas adoptée explicitement, on remarque souvent que les colonnes sont les éléments les plus fragiles et dans la plupart des séismes de grande intensité, elles adoptent un comportement inélastique. La rupture de colonnes ayant une faible ductilité est la première cause d'effondrement pour un pont. Pour les colonnes en béton armé c'est souvent dû à un défaut dans les détails d'armatures et la rupture survient à la suite d'une combinaison d'actions (flexion, torsion, cisaillement). Quant aux colonnes métalliques, on observe un gauchissement puis une rupture.

On distingue deux modes de rupture fragile pour les colonnes (Priestley, Seible et Calvi, 1996) :

- en flexion : la résistance à la flexion est trop faible. Souvent il y a peu de barres d'armature dans les colonnes car les concepteurs de l'époque considéraient qu'elles travaillaient principalement en compression. La ductilité en flexion est inadéquate (par manque d'armatures de confinement, le béton dépasse sa limite en compression à cœur puis la fissure se répand). Les armatures de la colonne sont trop courtes. Concrètement, le moment de flexion étant quasiment nul à mi-hauteur les concepteurs mettaient peu ou pas de barres d'armatures ce qui peut conduire à des ruptures très nettes lors de fortes sollicitations [Figure 1.19] ;
- en cisaillement : les colonnes les plus courtes sont les plus touchées à cause de leur ratio cisaillement/moment élevé et du conservatisme dans le dimensionnement par rapport à la flexion pour les vieilles colonnes. Ce mode de rupture était encore mal connu jusqu'à il y a peu de temps. En général cela résulte en la perte d'intégrité structurelle de la colonne. La rupture fragile en cisaillement est souvent due au manque d'armatures de confinement [Figure 1.20] (Mitchell, Tinawi et Sexsmith,

1991). En général la rupture survient alors que les aciers longitudinaux ne se sont même pas plastifiés (Chen et Duan, 2003).

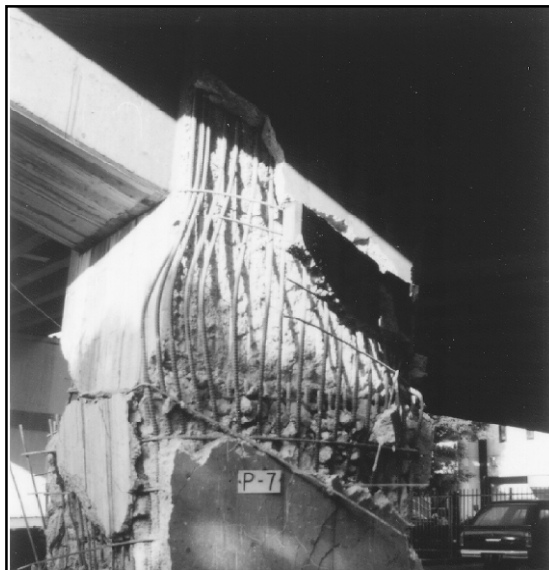


Figure 1.19 *Rupture d'une colonne due à un manque d'armatures à mi-hauteur.*
(Tiré de Chen et Duan, 2003)



Figure 1.20 *Ruptures en cisaillement dues à un manque d'armatures de confinement.*
(Tiré de Chen et Duan, 2003)

d) Poutres de tablier

Traditionnellement les poutres ont toujours reçu moins d'attention que les colonnes pour l'évaluation et la conception parasismique (Chen et Duan, 2003). Dans la plupart des ponts, les poutres sont bien plus résistantes que les colonnes du fait des charges qu'elles doivent supporter et il faut noter que les conséquences d'une rupture de poutre sont souvent moins sévères que celles d'une rupture de colonne. Le plus souvent les dégâts se produisent au niveau des poutres encastrées : on observe la formation de moments négatifs à des endroits où ce n'était pas prévu, ce qui entraîne l'apparition de fissures et réduit la capacité de ces éléments [Figure 1.21] (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Sous l'effet des charges latérales on remarque aussi l'apparition de forces de torsion et ce problème est aujourd'hui contourné en rajoutant des liaisons articulées à la place d'encastresments (Chen et Duan, 2003).



Figure 1.21 *Fissuration au niveau de l'encastrement entre une poutre et une colonne.*
(Tiré de Chen et Duan, 2003)

e) Appuis

Les déplacements engendrés par les vibrations sismiques étaient sous-estimés ce qui a conduit à la création d'appuis de trop petites dimensions et d'espaces trop étroits entre les différents éléments. Lorsque les distances de repos d'appui sont insuffisantes, le déplacement relatif entre le tablier et ses appuis peut entraîner un échappement de la superstructure (Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991) [Figure 1.22]. Ce phénomène, qui peut se produire selon la direction longitudinale ou transversale, concerne plus particulièrement les ponts à travées indépendantes (Davi, 2003). De plus, les sites présentant des sols mous ont tendance à amplifier les mouvements du sol, ce qui accroît encore les phénomènes cités ci-dessus.

Lors de l'évaluation des dégâts du séisme de Loma Prieta en 1989, de nombreux ponts ont été fermés à la circulation pour des problèmes d'alignement ou de ruptures d'appuis (Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991). Conséquemment, le programme de réhabilitation des ouvrages en Californie a prévu l'installation de systèmes limitant les mouvements horizontaux afin d'éviter ces problèmes.

De même le séisme de 1995 à Kobe a montré la très mauvaise performance sismique de certains types d'appuis (comme les appuis à pendule) [Figure 1.23]. Les concepteurs ont trois solutions : (i) tester les appuis, (ii) enlever certains degrés de liberté pour éviter l'échappement, (iii) concevoir le pont pour que les poutres de tablier puisse glisser vers une surface plane en cas d'échappement ou de rupture de l'appui (NRC-TRB, 2002).



Figure 1.22 *Échappement d'une travée lors du séisme de 1995 à Kobe.*
(Tiré de Chen et Duan, 2003)



Figure 1.23 *Rupture d'un appui lors du tremblement de terre de Kobe en 1995.*
(Tiré de Chen et Duan, 2003)

f) Connections et joints de dilatation

Comme les poutres, les joints de dilatation ont rarement suscité un grand intérêt pour les concepteurs alors que les dommages peuvent être très conséquents pour la structure (Chen et Duan, 2003). En fait, ce n'est que depuis le tremblement de terre de Loma Prieta en 1989, où les dégâts étaient spectaculaires, que l'on s'y intéresse vraiment. Dans l'exemple de la Figure 1.24 c'est la rupture d'un piédestal en béton situé juste au dessus du joint du premier niveau qui a entraîné l'effondrement du deuxième étage sur le premier.



Figure 1.24 *Effondrement du Cypress Street Viaduct lors du séisme de Loma Prieta.*
(Tiré de Chen et Duan, 2003)

Les joints de dilatation introduisent des irrégularités dans les superstructures et les fragilisent (Chen et Lui, 2006). Lorsque les déplacements engendrés par le séisme sont trop importants, il peut arriver que les travées sortent de leurs appuis et s'écroulent. Pour les ponts biais ces phénomènes sont assez courants, car sous l'effet des déplacements une des diagonales de la travée va être en compression et on observera une rotation puis un effondrement [Figure 1.25].



Figure 1.25 *Effondrement de travées sur un pont biais au niveau des joints de dilatation, Northridge 1994.*

(Tiré de Chen et Duan, 2003)

g) Superstructures

Les superstructures sont conçues pour supporter les charges de trafic ainsi que leur propre poids. Pour ce qui est du phénomène sismique, elles sont généralement un lien fort et rigide entre les différents éléments du pont et leurs déformations restent dans le domaine élastique la plupart du temps (Chen et Duan, 2003). En conséquence les efforts sont redirigés vers les appuis ou les piles. Les dommages causés aux superstructures sont très rarement la cause d'un effondrement de travée. Les principaux dégâts recensés sont des chocs [Figure 1.26], des déformations et voilements de garde-fous et des autres petits éléments en acier (il y a parfois des contreventements métalliques au niveau de l'intrados du tablier).

Pour éviter tous problèmes lors des séismes il faut (i) limiter le déplacement du tablier par rapport aux appuis pour éviter l'échappement et (ii) éviter le choc du tablier sur les culées (les énergies mises en jeu sont considérables) (CTOA - SNCF, 1999).

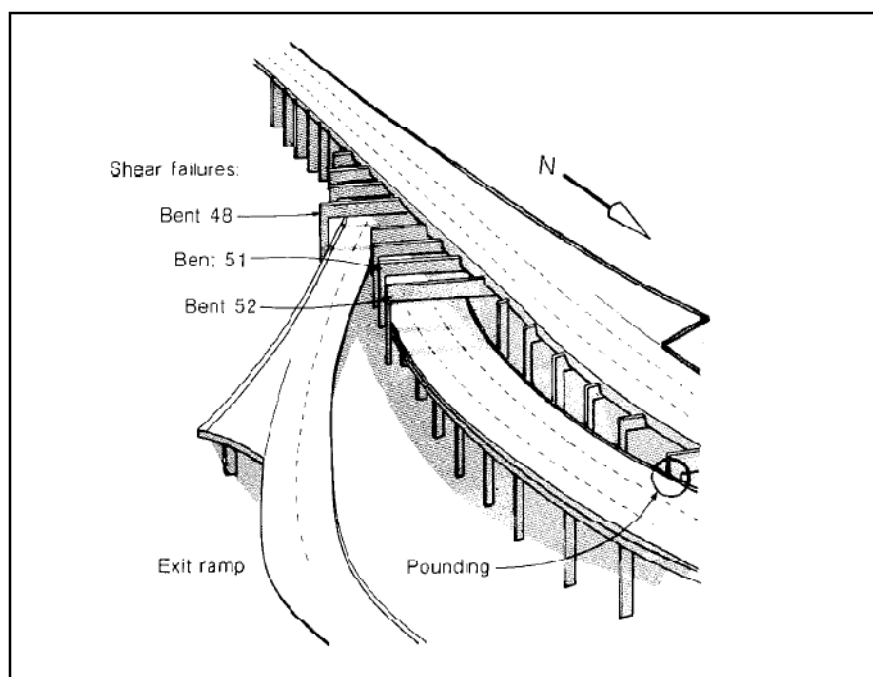


Figure 1.26 *Schéma repérant les principaux dommages lors du séisme de Loma Prieta en 1989 pour les structures de l'autoroute 280.*

(Tiré de Mitchell, Tinawi et Sexsmith, 1991)

1.4.4 Analyse de vulnérabilité sismique

Les dommages causés à un pont par un tremblement de terre peuvent avoir des conséquences sévères. Les personnes situées sur ou sous le pont lors de l'évènement sismique sont mises en danger et l'ouvrage doit être rapidement remplacé en cas d'effondrement ou de dommages graves afin de ne pas trop perturber les réseaux de transport (Chen et Duan, 2003). Même si le pont ne s'effondre pas, les conséquences d'une fermeture, même temporaire, pour travaux, sont généralement assez pénalisantes en termes économiques et pour des raisons pratiques. C'est pourquoi il convient d'évaluer les dommages que pourrait subir un ouvrage lors d'un tremblement de terre. De fait, l'étude de la fonctionnalité d'un pont immédiatement après un séisme est elle aussi très importante pour le maintien du réseau routier (Priestley, Seible et Calvi, 1996).

Le but de l'évaluation est de déterminer le risque associé à une perte de fonctionnalité, à des dommages sévères ou à un effondrement. À partir de cette enquête on peut prendre des décisions : renforcement d'éléments, remplacement du pont ou conservation de l'ouvrage en l'état (Karim et Yamazaki, 2003; Priestley, Seible et Calvi, 1996). En général un état ou une région n'a pas assez de fonds pour réhabiliter tous les ouvrages qui en auraient besoin, il faut donc faire une sélection. Celle-ci peut s'effectuer par l'intermédiaire de schémas de priorisation et de pointages dont le but est d'obtenir la classification des ponts les plus exposés au risque sismique. Parmi les éléments analysés on compte : la séismicité et les effets de site, la vulnérabilité structurale de l'ouvrage et son importance au niveau des infrastructures routières. Puis on utilise différentes lois pour obtenir un classement (Chen et Duan, 2003).

Lorsqu'un classement a été établi, on peut préciser l'analyse de vulnérabilité en utilisant des courbes de fragilité. Celles-ci sont établies par type d'ouvrage, et permettent de déterminer la probabilité de dommage en fonction des paramètres de la sollicitation sismique (Karim et Yamazaki, 2003; Nielson et DesRoches, 2007). La fragilité sismique est une probabilité conditionnelle de dommage donnée par l'équation (1.1) (Pan, 2007) :

$$\text{Fragilité} = P [\text{demande} > \text{capacité} \mid \text{intensité de la sollicitation}] \quad (1.1)$$

On distingue deux types de courbes de fragilité : les courbes empiriques et les courbes analytiques (Nielson et DesRoches, 2007). Les courbes empiriques sont développées sur la base d'observations et de jugements d'experts et en général à la suite d'un séisme d'importance. Leur principal avantage est qu'elles sont relativement rapides à obtenir, par contre elles ne sont applicables que pour une région donnée et ne peuvent être étendues aux structures particulières (Karim et Yamazaki, 2001; 2003; Pan, 2007). Les courbes analytiques, calculées à partir de modèles numériques, sont plus précises mais ne s'appliquent qu'à un ouvrage ou un type d'ouvrage. Lorsque la quantité d'information est suffisante après un séisme, les courbes empiriques sont les plus valables (Pan, 2007).

Cependant on n'a pas forcément accès aux données sismiques d'une région, c'est pourquoi il faut souvent procéder à la création de courbes de fragilité analytiques.

Enfin, pour déterminer la vulnérabilité sismique d'un ouvrage particulier, on procède à une analyse détaillée. Il existe trois grands schémas d'analyse de vulnérabilité (Priestley, Seible et Calvi, 1996) :

- (i) analyses basées sur le ratio capacité / demande : elles consistent à vérifier que ce ratio est suffisamment élevé pour chaque élément afin de garantir une sécurité suffisante à l'ouvrage. Si ce ratio vaut 1 ou moins, on a rupture de l'élément considéré. On considère qu'un ratio de 2 ou 3 est généralement suffisant;
- (ii) analyses basées sur les déformations inélastiques : on divise l'ouvrage en différentes sections qui sont modélisées par leurs centres de masse et de rigidité puis on ajoute des ressorts non linéaires et on modélise les déplacements plastiques pour identifier le mode de rupture critique. Le risque sismique associé à la réponse élastique équivalente permet de calculer un ratio en fonction du type de séisme (période de retour, intensité);
- (iii) analyses dynamiques temporelles non linéaires : c'est la méthode la plus sophistiquée, mais il y a encore des problèmes de mise en place pour l'évaluation des structures : il faut modéliser extrêmement précisément tous les nœuds et joints et leurs comportements inélastiques afin d'obtenir des résultats corrects. Le rajout des problèmes d'asynchronisme rend les travaux informatiques très lourds et les résultats douteux.

Pour l'évaluation on considère trois états limites : l'État Limite de Service (ELS), l'État Limite de contrôle de Dommage (ELD) et l'État Limite Ultime (ELU) qui sont caractérisés comme défini ci-dessous (Priestley, Seible et Calvi, 1996).

- ELS : le pont peut être utilisé dès la fin du tremblement de terre, il n'y a pas, ou peu, de déformations ductiles, la fissuration reste limitée (réparation possible par injection de résine époxy) et l'ouvrage n'a quasiment pas besoin de réparations. Pour les

ouvrages de première importance on définit l'ELS pour l'état dans lequel le pont permet d'acheminer les secours dans les heures ou les jours qui suivent.

- ELD : au-delà de cet état les réparations sont impossibles ou économiquement non rentables.
- ELU : au-delà de cet état l'ouvrage s'effondre.

Le FEMA356 donne également trois niveaux de sécurité pour l'évaluation des ouvrages d'art : *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS) et *Collapse Prevention* (CP).

Les méthodes présentées ci-dessus servent à évaluer la vulnérabilité globale d'un ouvrage mais il faut au préalable déterminer toutes les caractéristiques des éléments structuraux et des matériaux employés (Chen et Duan, 2003). Il existe de nombreux essais non destructifs pour déterminer les capacités des matériaux mais ceux-ci sont toujours moins précis et moins fiables que les essais destructifs tels que les carottages.

1.5 Conclusion

Ce chapitre a brièvement rappelé le mécanisme de formation des séismes, présenté les principales notions de dynamique des sols (plus particulièrement les effets d'amplification) et enfin passé en revue les principales causes de vulnérabilité des ponts. Le sujet de l'Interaction Sol-Structure a également été abordé. Si ce phénomène tient une place importante dans la réponse sismique des ouvrages d'art, le nombre de variables supplémentaires qu'il introduit nous a conduit à ne pas le considérer dans le cadre de cette étude. Ainsi, il sera plus aisé de comparer les réponses du modèle. Dans le cadre de cette étude, l'attention est principalement portée aux phénomènes d'amplification dus au sol, et à la réponse non linéaire de la structure à ces sollicitations sismiques.

Afin de pouvoir déterminer la réponse des ponts de la ville de Québec en fonction du sol, plusieurs tâches préliminaires s'imposent. En premier lieu il faudra sélectionner des accélérogrammes représentatif de la sismicité de cette ville, ce qui sera fait dans le chapitre 2. Puis, dans le chapitre 3, les accélérogrammes sélectionnés dans le chapitre 2 seront

transformés pour chaque classe de sol grâce au logiciel Shake 2000. Enfin, dans le chapitre 4, un pont représentatif des ouvrages sous la juridiction de la ville de Québec sera déterminé et modélisé.

CHAPITRE 2

SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES POUR LA RÉGION DE QUÉBEC

Les principales caractéristiques d'un séisme sont : l'accélération de pointe au sol, la vitesse de pointe au sol, les valeurs du spectre de réponse et les valeurs spectrales de la transformée de Fourier (Joyner et Boore, 1988). Des spectres de dimensionnement lisses sont généralement utilisés pour décrire l'excitation sismique produite par le tremblement de terre maximum pour l'évaluation de la sécurité d'aménagements critiques situés dans l'Est du Canada. Cependant, une étude approfondie du comportement inélastique de systèmes structuraux critiques demande une analyse inélastique temporelle (Léger, Tayebi et Paultre, 1993). Les accélérogrammes utilisés pour ce genre d'études sont soit des accélérogrammes historiques calibrés sur le spectre de réponse lissé, soit des accélérogrammes synthétiques compatibles avec ce spectre.

2.1 Séismes historiques et caractéristiques des séismes au Québec

Le Canada est une région à sismicité modérée : chaque année on enregistre entre 200 et 300 séismes dont : 15% dans l'est, 25% dans l'ouest et 60% dans le grand nord (Filiatrault, 1996). Les statistiques du siècle dernier indiquent qu'en moyenne il y a un séisme de magnitude supérieure à 6 par décennie dans l'est, et deux séismes de magnitude supérieure à 6,5 par décennie dans l'ouest. Le Québec fait partie d'une vaste plaque continentale relativement asismique mais certaines zones ont néanmoins une activité sismique importante que l'on pense due à la réactivation d'un système de faille de rift vieux de plus de 225 millions d'années (Filiatrault, 1996). Depuis 1608 le Québec a subi plusieurs séismes avec des magnitudes estimées pouvant aller jusqu'à 7.

Historiquement, la région de Québec a été affectée par des séismes ayant leurs épicentres à moins de 100 km (séismes régionaux) et quelques séismes avec des épicentres à moins de 50

km (séismes locaux) (Lamontagne, 2008). Les tremblements de terre qui ont eut le plus de conséquences sur la région de Québec avaient des épicentres situés soit dans la région de Charlevoix, soit plus au Nord comme le séisme du Saguenay en 1988.

On définit le risque sismique comme le produit de l'aléa sismique et de la vulnérabilité sismique. Bien que généralement l'aléa sismique soit considéré comme modéré dans l'est du Canada (Adams et Halchuk, 2003), la présence de grandes agglomérations où l'on rencontre de nombreuses constructions en maçonnerie non armée induit un risque sismique non négligeable (Filiatrault, 1996). Sur les trois zones identifiées dans la Figure 2.1, c'est la région de Charlevoix qui est historiquement la zone la plus active à l'est du Canada. La cause de cette activité sismique se situe à l'intérieur du sous-sol précambrien et se concentre dans un réseau de failles de rift paléozoïque le long du fleuve Saint-Laurent (Chouinard, 2007). Aucun mécanisme précis de rupture n'a été identifié. Certains chercheurs ont avancé l'hypothèse de la météorite tombée dans la région il y a 350 millions d'années mais cette théorie est controversée (Filiatrault, 1996).

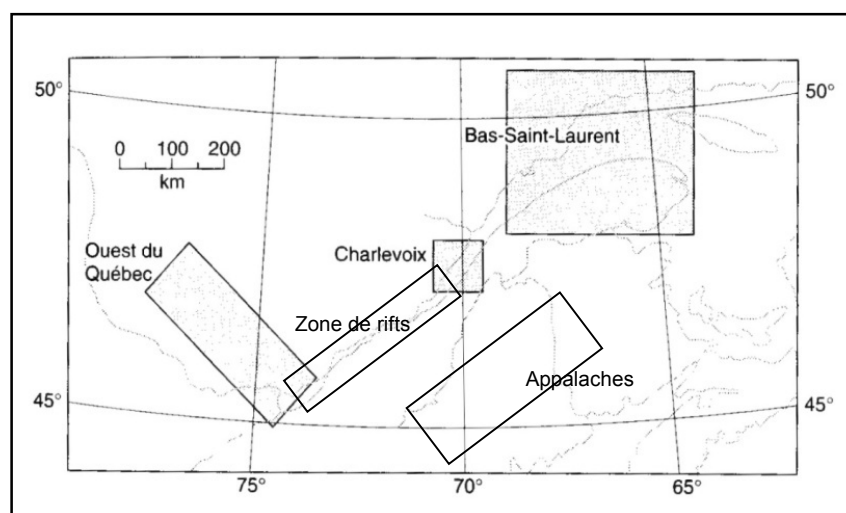


Figure 2.1 *Séismicité de l'est du Canada.*

(Adapté de Filiatrault, 1996)

Comme on peut le voir sur la Figure 2.2, la ville de Québec se trouve dans une zone où l'accélération au sol est élevée pour une période de 0,2 secondes du fait de sa proximité avec la région de Charlevoix. Contrairement aux séismes de l'Ouest, comme ceux de la Californie ou de la région de Vancouver, les séismes de l'Est sont caractérisés par un contenu énergétique élevé dans les hautes fréquences et des accélérations au sol importantes (Lamontagne, 2008; Léger, Tayebi et Paultre, 1993). Ainsi on peut dire que les bâtiments et ouvrages présentant le plus de risques de dommages sont ceux ayant une période propre faible (maisons individuelles, ouvrages très rigides).

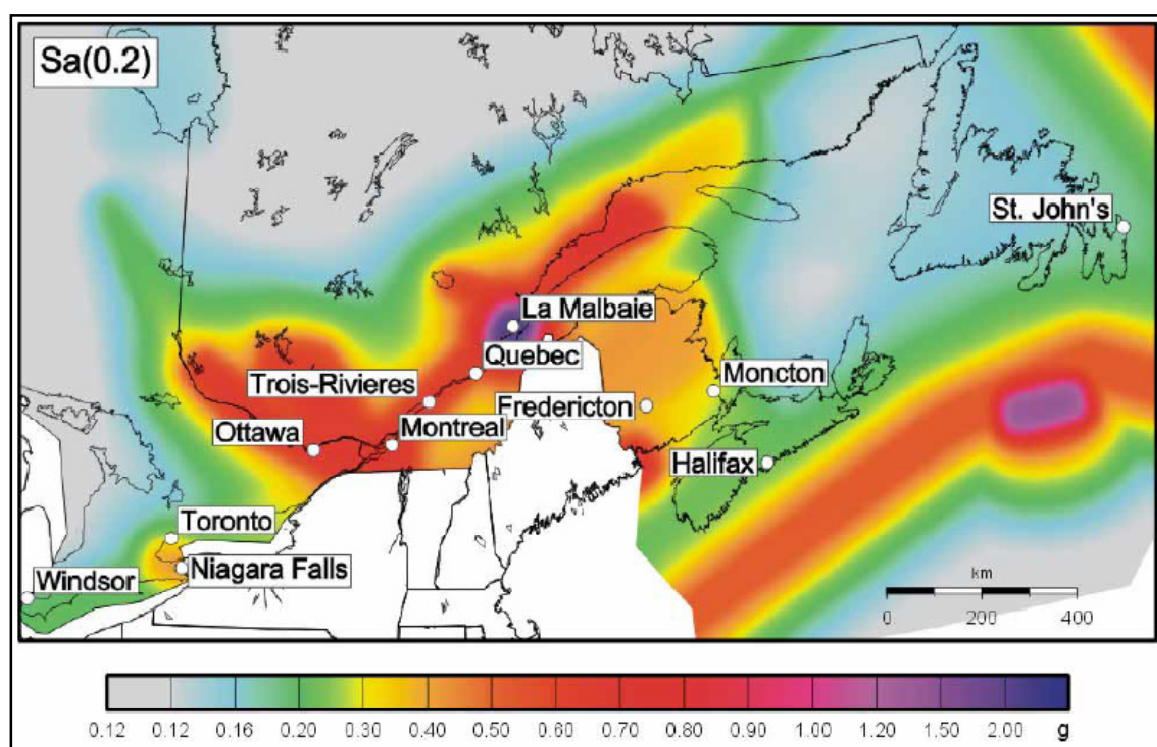


Figure 2.2 Carte représentant l'aléa sismique pour le Québec (pour $S_a(0.2)$).

(Tiré de Halchuk et Adams, 2004)

2.2 Sélection des accélérogrammes

Il convient de se poser la question du choix des accélérogrammes car il en existe un grand nombre s'accordant avec le spectre de réponse défini par le CNBC 2005 pour la ville de

Québec. Les spectres de réponse lisses définis par le code présentent certains défauts : ils n'incluent pas les aspects non descriptibles aléatoirement par la théorie des vibrations. Pour certains ouvrages importants, ou pour des régions particulières, on a recours à des analyses dynamiques temporelles plutôt qu'à des analyses dynamiques basées sur les spectres de réponse (Priestley, Seible et Calvi, 1996; Singh et Mittal, 2005).

Pour les régions où l'on a peu d'enregistrements historiques, comme c'est le cas au Québec, on a parfois recours à des accélérogrammes synthétiques, censés représenter le mouvement sismique de la région. Souvent les accélérogrammes artificiels sont calculés pour que leur spectre de réponse soit supérieur à celui défini par le code ce qui implique trop de conservatisme dans la réalisation des ouvrages (Christian, 1988). A contrario les accélérogrammes historiques calibrés présentent l'avantage de préserver l'évolution du contenu fréquentiel du séisme au cours de temps (Léger et Leclerc, 1996). Cependant, plusieurs études démontrent que les accélérogrammes synthétiques et historiques sont fonctionnellement équivalents en ce qui concerne les analyses dynamiques temporelles, qu'elles soient dans le domaine linéaire ou dans le domaine non linéaire (Atkinson, 1993).

Il a été observé que lorsque la période augmente, les séismes les plus dommageables sont situés plus loin et sont de magnitude plus importante (Adams et Atkinson, 2003; Halchuk, Adams et Anglin, 2007). Cela explique également pourquoi il faut utiliser plusieurs accélérogrammes pour mener une analyse dynamique correcte sur un ouvrage. En particulier pour la région de Québec, on note que les courtes périodes sont influencées par des séismes très proches et d'intensité moyenne, et que les longues périodes sont affectées par des séismes de la région de Charlevoix [Figure 2.3] (Halchuk, Adams et Anglin, 2007). Ainsi ces paramètres doivent être pris en compte pour choisir convenablement les accélérogrammes synthétiques ou historiques. La Figure 2.3 permet de déduire que le séisme qui causerait probablement le plus de dégâts pour les ouvrages ayant une période propre de 0,2 secondes serait de magnitude 4,375 et dont l'épicentre se trouverait à 36 km. Quant aux ouvrages dont la période est proche d'une seconde, ces valeurs sont : $M_N = 7,37$ et distance de 90 kilomètres. En plus de ces considérations de magnitude et de distance, les accélérogrammes

synthétiques ou historiques doivent être compatibles avec le spectre uniforme de risque sismique défini par le CNBC 2005. Les séismes artificiels sont calculés pour correspondre à ces spectres, quant aux séismes historiques, il faut les calibrer sur les spectres du code.

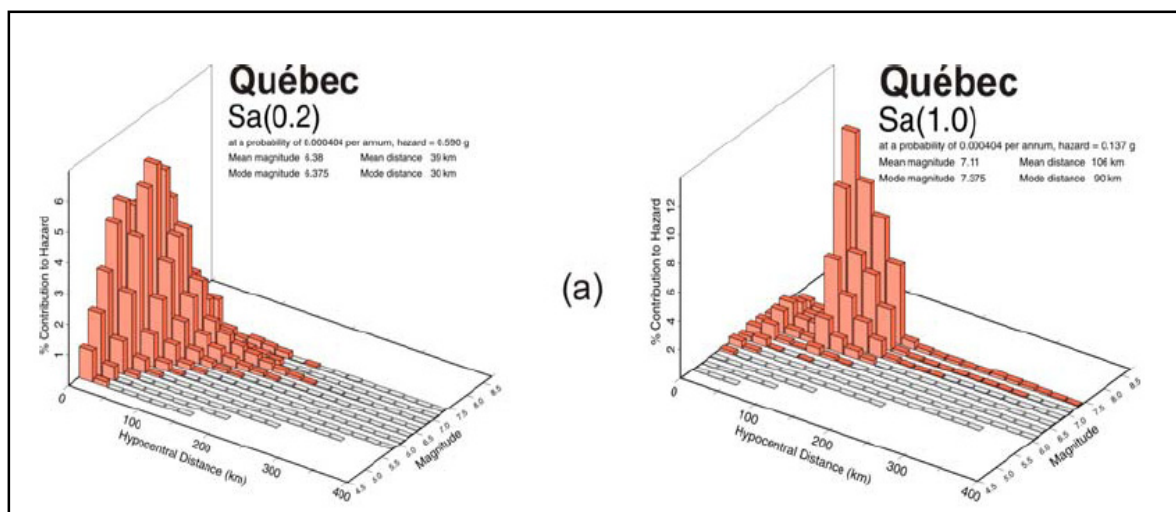


Figure 2.3 *Déaggregation du risque sismique pour la ville de Québec Sa(0.2) et Sa(1.0).*
(Tiré de Halchuk, Adams et Anglin, 2007)

Il est préférable d'utiliser un grand nombre d'accélérogrammes afin de refléter l'incertitude dans les paramètres de réponse (Léger, 2007). De plus le National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) fait les recommandations suivantes : il faut utiliser au moins trois accélérogrammes. Si trois accélérogrammes sont utilisés, on s'intéresse aux valeurs maximales des paramètres de réponse. Si sept accélérogrammes (ou plus) sont utilisés on peut utiliser les valeurs moyennes des paramètres de réponse.

Dans le cadre de cette étude le choix s'est porté sur quatre accélérogrammes historiques et l'analyse de la réponse maximale du pont. Le recours à quatre accélérogrammes au lieu de trois permet d'affiner un peu plus les résultats sans pour autant augmenter de façon très significative le temps de calcul. L'utilisation d'accélérogrammes historiques compatibles avec les spectres de réponse du code est répandue car ils sont capables de donner des résultats peu dispersés et permettent ainsi de mieux estimer la demande sismique : on a alors

besoin de moins d'accélérographes pour trouver la médiane (Carballo Arevalo, 2000). C'est avantageux, surtout pour les études non linéaires qui demandent, encore aujourd'hui, un temps de calcul important.

Pour cette étude des accélérographes provenant des enregistrements de deux séismes historiques ont été employés : le Saguenay (avec trois stations différentes) et Nahanni. Les caractéristiques de ces accélérographes sont présentées dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1

Caractéristiques des accélérographes utilisés

N°	Date, Évènement	M _w	R (km)	Composante	PGA (g)	PGV (m/s)
1	25 Nov. 1988, Saguenay	5,7	43	Chicoutimi Nord, N124	0,131	0,025
2	25 Nov. 1988, Saguenay	5,7	90	Les Éboulements, EW 270°	0,102	0,027
3	25 Nov. 1988, Saguenay	5,7	64	Saint – André, EW 270°	0,091	0,009
4	23 Déc. 1985, Nahanni	6,5	24	Battlement Creek-S3, N270°	0,186	0,063

2.2.1 Saguenay 1988

Le 25 Novembre 1988, à 18h36 heure normale de l'Est, a eu lieu un séisme de magnitude 5,8 sur l'échelle de Richter (soit 5,7 de magnitude de moment M_w) et dont l'épicentre était situé à environ 40 km au sud de Chicoutimi, dans la région du Saguenay (Mitchell, Tinawi et Law, 1990) dans une région jusque là inactive (Lamontagne, 2008). Le contenu fréquentiel et énergétique de ce séisme est typique de l'Est du Canada : les réponses spectrales montrent un contenu énergétique élevé dans les hautes fréquences (Lamontagne, 2008; Mitchell, Tinawi et Law, 1990) [Figure 2.4].

Comme on peut le voir, bien que l'évènement sismique soit unique, les accélérographes varient en durée, en contenu fréquentiel et en accélération de pointe au sol. On peut donc

s'attendre à observer des différences dans la réponse sismique du modèle de pont analysé [Figure 2.4].

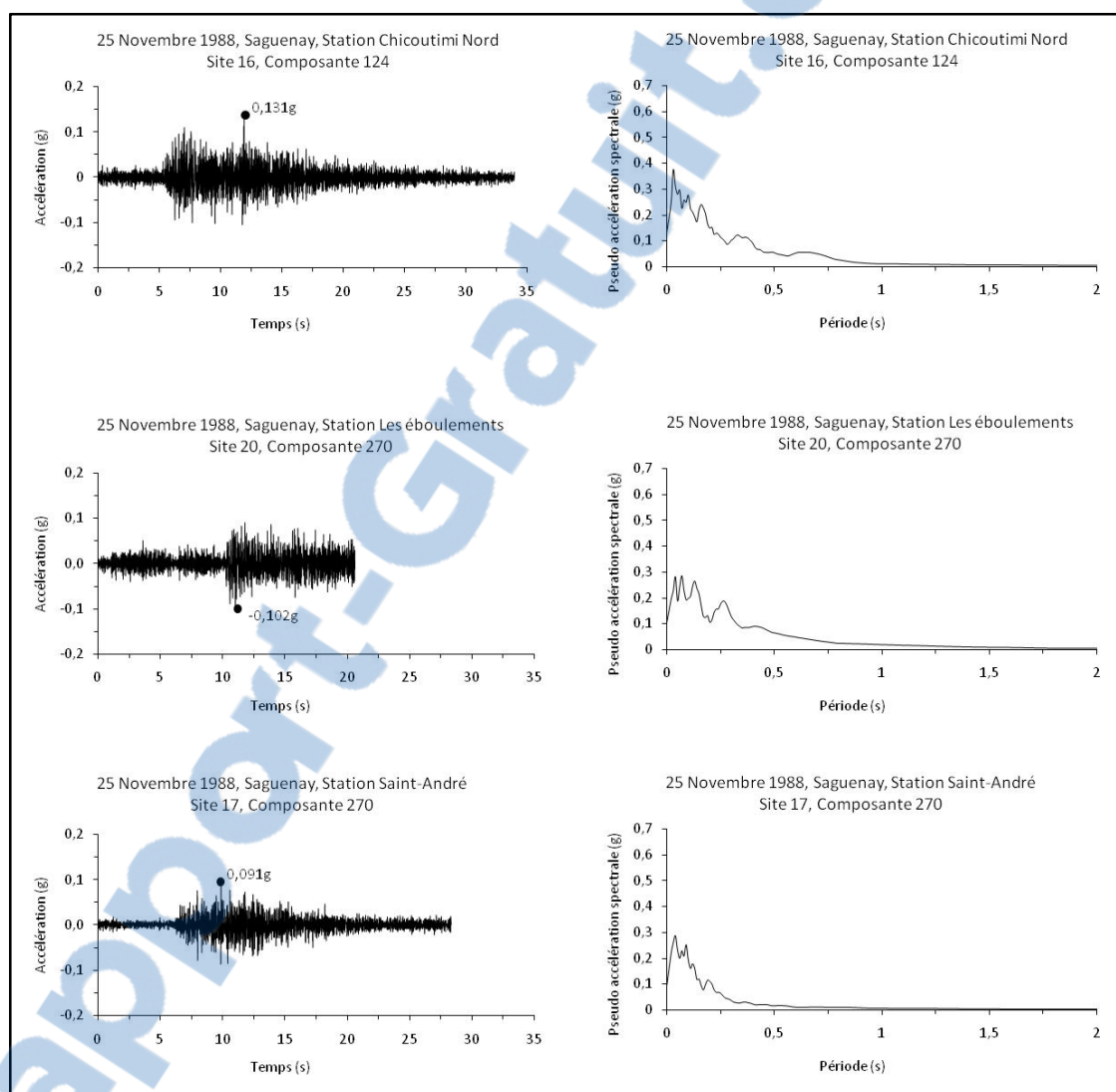


Figure 2.4 *Accélérogrammes utilisés et spectres de réponse pour le séisme du Saguenay.*

2.2.2 Nahanni 1985

La sismicité de l'Est du Canada est caractérisée par des séismes intraplaques pour la zone sud-est et le long de la vallée du Saint – Laurent (Adams et Basham, 1989). Une des principales caractéristiques des séismes de l'Est du Canada (comme des séismes intraplaques en général) est leur richesse en mouvements à hautes fréquences (Lam, Wilson et Hutchinson, 1996; Léger, Tayebi et Paultre, 1993). L'épicentre du séisme de la Nahanni est situé au milieu d'une plaque continentale, et les sismologues pensent que ce séisme est dû à deux plans de faille présents dans la région (Horner, 1987). D'autre part, on remarque qu'il présente un contenu fréquentiel élevé [Figure 2.5]. M. Léger (1993) l'a notamment utilisé dans le cadre de son étude « *Spectrum-compatible accelerograms for inelastic seismic analysis of short-period structures located in eastern Canada* ». On peut donc raisonnablement penser que ce séisme conviendra à l'étude d'un pont de la région de Québec.

Pour ce séisme, un seul accélérogramme a été utilisé : celui de la station Battlement Creek, enregistré le 23 Décembre 1985. L'accélérogramme et son spectre de réponse sont présentés dans la Figure 2.5.

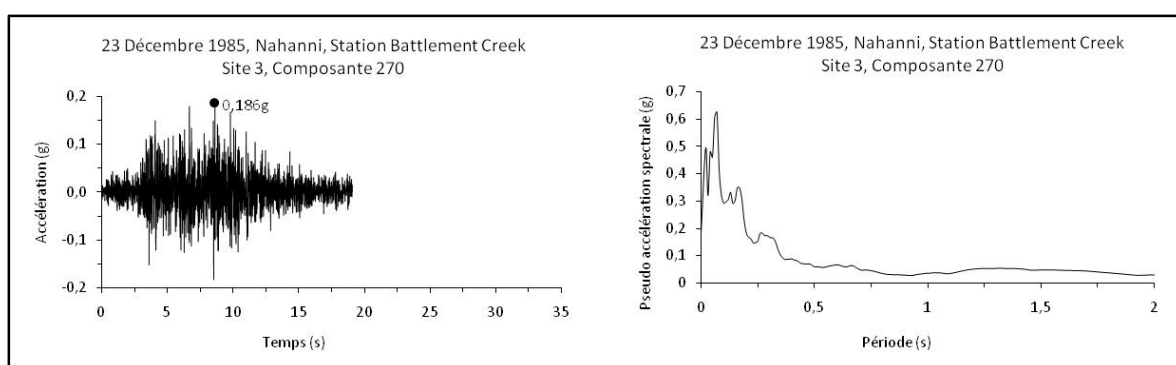


Figure 2.5 *Accélérogramme utilisé et spectre de réponse pour le séisme de Nahanni.*

CHAPITRE 3

CARACTÉRISATION SISMIQUE DES SITES ET TRANSFORMATION DES SIGNAUX SISMQUES

Les séismes et accélérogrammes à employer pour cette étude ont été sélectionnés. Il convient maintenant de choisir une catégorisation sismique des sites, et de transformer les signaux sismiques pour chacune des classes de site. Par la suite, il faudra procéder à une calibration des spectres de réponse afin que les accélérogrammes soient compatibles avec les spectres uniformes de risque sismique de la ville de Québec.

L'objet de ce chapitre est de choisir et présenter une classification sismique des sites et d'expliquer le processus de transformation des accélérogrammes pour qu'ils correspondent aux différentes catégories d'emplacement. Enfin, la méthode de calibration des spectres de réponse sera expliquée.

3.1 Catégorisation sismique des sites selon la norme CSA S6-06

La norme CSA S6-06 ne comporte que quatre catégories de sol tel que définies dans le Tableau 3.1. La classification des sols donnée par la norme pour le calcul des ponts routiers est, comme on peut le voir dans les tableaux 3.1 et 3.2, très peu détaillée contrairement à la catégorisation définie dans le CNBC 2005. Cette simplicité présente un avantage indéniable pour les concepteurs qui peuvent savoir à partir d'un simple carottage sur quel profil de sol ils se trouvent.

Tableau 3.1

Classification des sols selon la norme CSA S6-06

(Tiré de Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes, 2006)

Catégorie de sol	Caractéristiques
I	Roc de tout genre avec vitesse d'ondes de cisaillement $> 750\text{m/s}$ Ou Sol rigide de profondeur $< 60\text{m}$, couches au dessus du roc stables
II	Argile ferme ou sol non cohérent avec profondeur $> 60\text{m}$, couches au dessus du roc stables
III	Argile de fermeté moyenne à faible et sables sur une profondeur $> 9\text{m}$. Peut comporter des couches stériles de sable ou d'autres sols non cohérents.
IV	Argile tendre ou limons sur une profondeur $> 12\text{m}$. Dépôts meubles non stabilisés. Vitesse des d'ondes de cisaillement $< 150\text{m/s}$
Autres types	Nécessité de faire appel à un ingénieur qui déterminera le coefficient de site adéquat.

Tableau 3.2

Coefficients de site, S, selon la norme CSA S6-06

(Tiré de Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes, 2006)

Type de profil de sol	Coefficient de site S
I	1
II	1,2
III	1,5
IV	2

Par contre dans le cadre de cette étude, il paraît difficile de se limiter à ses catégories tant les imprécisions sont grandes. En effet, selon la vitesse d'ondes de cisaillement choisie, au sein d'une même catégorie de sol, les résultats seraient très éparpillés. C'est pourquoi le choix s'est porté sur la catégorisation sismique des sites définie par le CNBC 2005. Celle-ci présente un autre avantage : des cartes de microzonage sismique existent d'ores et déjà et de nouvelles sont en cours de développement, formant ainsi une base de données importante pour la ville de Québec.

3.2 Catégorisation sismique des sites selon le CNBC 2005

Comme on peut le remarquer dans le Tableau 3.3 la classification sismique des sites du CNBC 2005 est nettement plus détaillée que celle de la norme CSA S6-06. Cependant on remarque qu'un emplacement peut être classé selon la vitesse moyenne des ondes de cisaillement ou selon la résistance moyenne à la pénétration standard. Le code précise qu'il faut prendre les propriétés moyennes des 30 premiers mètres, sans indiquer s'il faut y inclure la couche rocheuse pour le cas où elle se situerait à moins de 30 mètres. Le texte ne laisse pas de place à l'interprétation, mais dans la pratique, les géotechniciens considèrent les propriétés moyennes de la couche de sol située au dessus du roc [Figure 3.1]. Comme on pourra le constater dans le Tableau 3.4 ces imprécisions conduisent à des disparités dans la détermination de la classe sismique d'un site donné.

Tableau 3.3

Catégories d'emplacement du CNBC 2005
(Tiré de Comité associé du Code national du bâtiment, 2005)

Catégorie d'emplacement	Profil du <i>sol</i>	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	<i>Roche dure</i>	$V_s > 1500$	s/o	s/o
B	<i>Roche</i>	$760 < V_s < 1500$	s/o	s/o
C	<i>Sol très dense et roche tendre</i>	$360 < V_s < 760$	$N_{60} > 50$	$s_u > 100$ kPa
D	<i>Sol consistant</i>	$180 < V_s < 360$	$15 < N_{60} < 50$	$50 \text{ kPa} < s_u < 100 \text{ kPa}$
E	<i>Sol meuble</i>	$V_s < 180$	$N_{60} < 15$	$s_u < 50$ kPa
		Tout profil de plus de 3m d'épaisseur et dont le sol a les caractéristiques suivantes : • Indice de plasticité : $PI > 20$ • Teneur en eau : $w > 40\%$ et • Résistance du sol non drainé au cisaillement : $s_u < 25$ kPa		
F	Autres <i>sols</i> ⁽¹⁾	Une évaluation spécifique à l'emplacement est exigée.		

(1) Parmi les autres types de sol, on compte notamment :

- a) Les sols liquéfiables, les argiles très sensibles et extrasensibles, les sols peu consolidés susceptibles d'affaissement et d'autres sols susceptibles d'affaissement ou de défaillance en raison de charges dues aux séismes
- b) La tourbe et les argiles à forte teneur en matières organiques dont l'épaisseur dépasse 3m
- c) Les argiles ayant une grande plasticité ($PI > 75$) dont l'épaisseur dépasse 8m, et
- d) Les argiles raides, de molles à moyennes, dont l'épaisseur dépasse 30m.

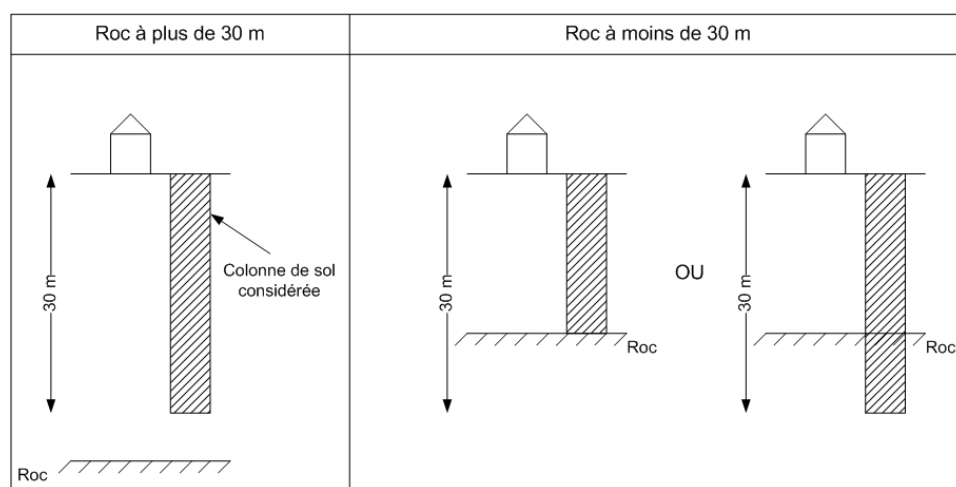


Figure 3.1 *Interprétations possibles pour déterminer les catégories d'emplacement.*

3.3 Modélisation de la réponse en champ libre et hypothèses du logiciel Shake 2000

3.3.1 Hypothèses et modèle employés par Shake 2000

Le logiciel Shake 2000 (Ordoñez, 2005) permet d'obtenir une approximation raisonnable de la réponse en champ libre pour un site (Idriss, 2004). Cette première approximation permet généralement aux ingénieurs de déterminer si des études plus approfondies sont nécessaire.

Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la réponse d'un sol stratifié à une sollicitation sismique. La plupart d'entre-elles sont basées sur l'hypothèse que la réponse principale d'un sol est causée par la propagation verticale d'ondes de cisaillement depuis la base rocheuse (Ordoñez, 2004). La procédure analytique inclut généralement les trois étapes suivantes :

- (i) détermination des caractéristiques de la sollicitation : accélération maximale, période prédominante, durée effective;
- (ii) détermination des propriétés dynamiques du sol en utilisant les relations reliant les déformations en cisaillement au module de cisaillement et à l'amortissement;

(iii) calcul numérique de la réponse en champ libre à l'aide d'un modèle unidimensionnel si le sol est principalement stratifié horizontalement. Pour les structures de sol complexes une analyse aux éléments finis peut être nécessaire.

La théorie considère la réponse associée à la propagation verticale des ondes de cisaillement à travers le système viscoélastique linéaire présenté dans la Figure 3.2. Le système est composé de N couches horizontales, infinies, homogènes, isotropes et caractérisées par leur épaisseur h , leur densité ρ , leur module de cisaillement G et leur facteur d'amortissement β (Ordoñez, 2004).

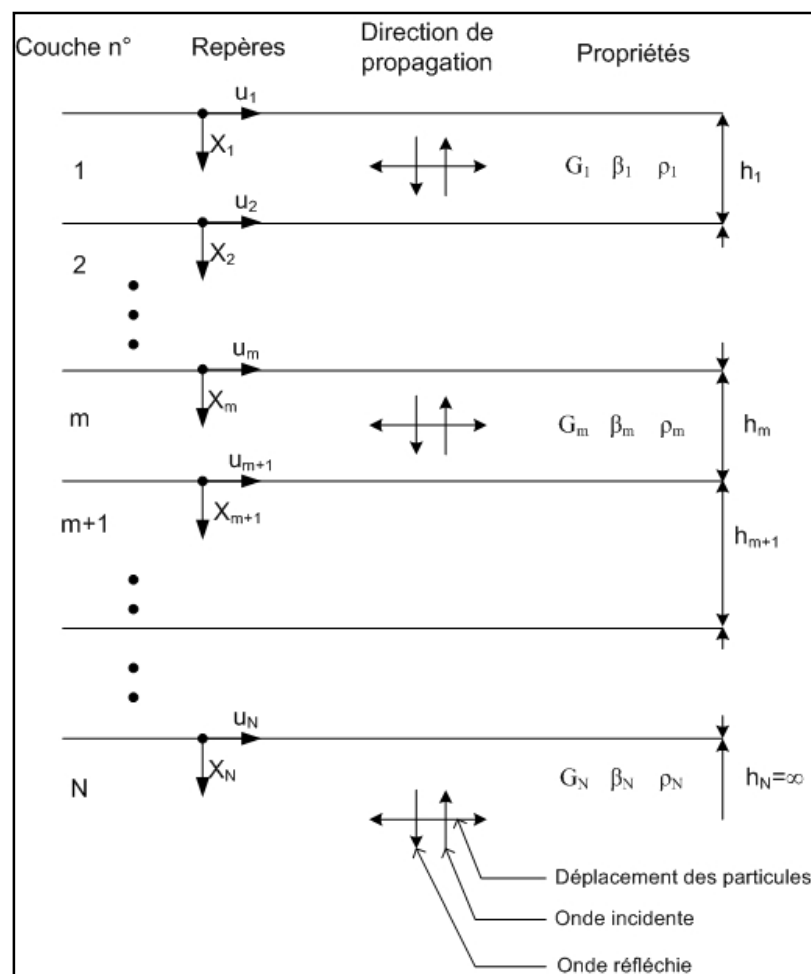


Figure 3.2 *Système unidimensionnel utilisé dans Shake2000.*
 (Tiré de Ordoñez, 2004)

Le programme est basé sur la solution continue des équations d'ondes adaptée pour l'algorithme de transformation de Fourier. Les non-linéarités du module de cisaillement et de l'amortissement sont représentées par un processus d'itération utilisant des propriétés équivalentes linéaires pour les sols développées par Idriss et Seed.

Le logiciel Shake 2000 est basé sur les hypothèses suivantes (Ordoñez, 2004):

- le système de sol s'étend infiniment dans la direction horizontale;
- chaque couche du système est complètement définie par sa valeur de module de cisaillement G , son ratio d'amortissement critique β , sa densité ρ et son épaisseur h . Toutes ces valeurs sont indépendantes de la fréquence de sollicitation;
- la réponse du système est causée par la propagation verticale d'ondes de cisaillement engendrées par la formation rocheuse sous-jacente;
- les ondes de cisaillement sont données comme des valeurs d'accélération espacées par des intervalles de temps égaux. La solution se base sur la répétition cyclique de l'accélérogramme;
- la dépendance du module de cisaillement et de l'amortissement vis-à-vis du cisaillement est représentée par la procédure équivalente linéaire.

3.3.2 Modélisation de la réponse en champ libre (Pecker, 1984)

La réponse en champ libre peut être approximée par différents modèles : élastique, viscoélastique linéaire et non linéaire. Le modèle élastique est valable uniquement pour les séismes de faible amplitude et les vibrations produites par des machines. Le modèle viscoélastique est plus couramment employé. Son expression la plus simple (unidimensionnelle) est le système Kelvin – Voigt [Figure 3.3]. Le modèle viscoélastique linéaire équivalent permet d'approcher le comportement non linéaire pour certains matériaux. La réponse en régime transitoire est approchée grâce à une décomposition en séries de Fourier. En analyse sismique, la phase transitoire est négligée (amortissement rapide dû à l'amortissement matériel).

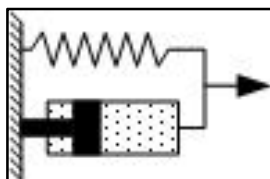


Figure 3.3 *Modèle Kelvin-Voigt.*

La méthode présentée ne prend pas en compte les non linéarités : on ajuste les valeurs de G (module de cisaillement) et β (facteur d'amortissement) pour chaque couche de sol jusqu'à obtenir la convergence de $G(\gamma)$ et $\beta(\gamma)$ (en général il faut moins de 5 itérations). C'est la méthode la plus courante et celle qui est mise en œuvre dans Shake 2000 : chaque couche de sol est en fait un système viscoélastique linéaire équivalent. La principale limitation de ce modèle est l'impossibilité de calculer des déplacements permanents, ainsi qu'une tendance à filtrer les hautes fréquences.

3.3.3 Validité et précision de la réponse calculée

Les variations du module de cisaillement et de l'amortissement avec les déformations sont des caractéristiques du sol qui décrivent son comportement non linéaire sous chargement cyclique (Llambias, Shepherd et Rodwell, 1993). Ces variations sont données sous formes de courbes expérimentales. Il convient donc de bien choisir les courbes pour chaque type de matériau afin d'obtenir des résultats vraisemblables. De plus on peut dire que la méthode linéaire équivalente utilisée dans Shake pour représenter les non linéarités du sol est assez probante. Des chercheurs ont comparé les résultats de Shake à ceux de Siren, un logiciel qui utilise une modélisation avec des ressorts non linéaires. Ils ont observé une bonne corrélation des résultats (Heidebrecht et Rutenberg, 1993). De même, d'autres chercheurs ont utilisé Shake pour leur étude car ce programme prend en compte les non linéarités du sol (Tinawi, Sarazin et Filiatrault, 1993).

Cependant, il convient de préciser que l'utilisation d'un modèle unidimensionnel pose des limites à la validité de la réponse calculée. En effet, une étude menée par des chercheurs Japonais montre que l'accélération spectrale calculée avec un modèle à deux dimensions est

jusqu'à 1,4 fois supérieure à celle calculée par Shake (Tokida, Tamura et Fukada, 1993). Ainsi, il faut considérer les résultats de Shake avec précaution et se poser la question des irrégularités des couches sous-jacentes.

Lors d'une étude, la réponse du site de Treasure Island calculée par plusieurs logiciels a été comparée à celle enregistrée. Il apparaît qu'aucun des programmes n'est très proche de la solution réelle et ce pour différentes raisons. Par exemple, Shake sous estime l'accélération spectrale maximale de 50% (Roy et Sharma, 1993) [Figure 3.4]. Les imprécisions sont dues à un nombre limité de courbes de variation du module de cisaillement lors de la modélisation. Ce point a été amélioré dans Shake91, qui est intégré dans Shake 2000.

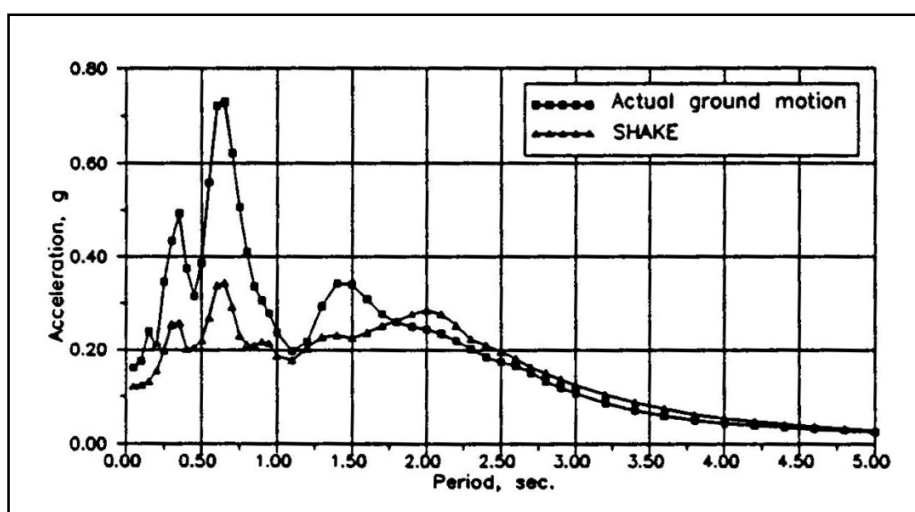


Figure 3.4 *Comparaison du spectre de réponse calculé par Shake et du spectre de réponse réel pour le site de Treasure Island.*

(Tiré de Roy et Sharma, 1993)

En conclusion, on peut dire que Shake 2000 permet d'approcher correctement la réponse réelle d'un sol de structure simple pour un site ne présentant pas de grandes irrégularités topographiques pour peu que l'on choisisse adéquatement les courbes de variation du module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la déformation.

3.4 Modélisation des sites pour chaque catégorie

D'après le CNBC 2005, les deux catégories de roc, sites de classe A et B ne doivent pas être utilisées s'il y a plus de 3 m de sol entre la surface du roc et la base de la fondation de l'ouvrage, même si la vitesse moyenne de propagation des ondes est supérieure à 760 m/s. Cette condition couvre le cas courant de l'Est du Canada où des couches de 3 à 5 mètres d'argile à faible vitesse de propagation surplombent des granit à très haute vitesse (Halchuk et Adams, 2007). Les sites de classe C sont les intermédiaires entre les sols très rigides et les sols très souples (ils minimisent les incertitudes pour les facteurs d'amplification ou de désamplification) et sont les types de support pour lesquels on a le plus d'enregistrements (Halchuk et Adams, 2007).

3.4.1 Méthodologie

Il y a deux options de modéliser numériquement les différentes catégories d'emplacement définies par le CNBC 2005. La première est de représenter une colonne de sol homogène et uniforme de 30 mètres de hauteur subdivisée en dix couches de 3 mètres (une étude de sensibilité du logiciel Shake 2000 a été menée pour parvenir à cette valeur) [ANNEXE I]. Il aurait été possible de différencier les types de sol en faisant varier les vitesses de propagation d'ondes, mais les courbes de dégradation de module de cisaillement G et d'amortissement β , sont caractéristiques d'un matériau et non de la dureté d'un sol. Conséquemment, les résultats auraient été biaisés par l'attribution arbitraire d'une courbe de dégradation à une catégorie de sol particulière (LeBoeuf, 2008).

Le choix s'est donc porté sur la modélisation de sols hétérogènes comportant un nombre de couches variables. Ayant accès à une base de données de forages pour la ville de Québec, les modèles de site sont directement inspirés des caractéristiques de ces forages. Les données présentées par la base sont : la nature du sol, la stratigraphie précise, et surtout l'indice N permettant de calculer la classe équivalente du site.

3.4.2 Sites de catégorie A et B

Pour les sites de catégories A les accélérogrammes sont utilisés directement car ils sont enregistrés sur du roc. Pour les sites de catégorie B, une colonne de sol de 30 mètres de hauteur subdivisée en 10 couches identiques de 3 mètres est modélisée. En effet, un nombre de couches trop important ou trop faible a tendance à amplifier un peu plus le signal et des différences apparaissent. Par contre, pour un nombre de couches compris entre 5 et 20, les différences sont très minimales (de l'ordre de 0,5%). Les détails de cette étude de sensibilité sont présentés en ANNEXE I.

Les courbes de dégradation de module de cisaillement et d'amortissement du modèle de Schnabel (1973) ont été adoptées pour le roc. Le module de cisaillement G est calculé pour une vitesse de cisaillement égale à 1000 m/s pour un emplacement de catégorie B et par l'intermédiaire de l'équation (4.1) :

$$G_{max} = \left(\frac{\gamma}{g}\right) (V_s)^2 \quad (3.1)$$

où G_{max} est le module de cisaillement maximum, γ est le poids d'une unité de sol, g l'accélération gravitaire et V_s la vitesse des ondes de cisaillement (Seed *et al.*, 1986).

3.4.3 Sites de catégorie C, D et E

Pour les sites de catégories C, D et E les analyses de forages réels réalisés sur le territoire de la ville de Québec ont été utilisés. Les courbes de dégradation de module de cisaillement et d'amortissement utilisées sont :

- le roc (*Rock*) (Schnabel, 1973) pour les matériaux rocheux à la base des colonnes de sol, où sont insérés les accélérogrammes.
- pour les matériaux comprenant de l'argile on utilise les courbes pour un sol avec un indice de plasticité de 15% (Vucetic et Dobry, 1991).
- le sable moyen (*Sand Average*) pour tous les autres matériaux (Seed et Idriss, 1970).

Pour le calcul du module de cisaillement, on utilise l'équation (4.2).

$$G_{max} = 1000 \left[20(N_{1,60})^{1/3} \right] (\sigma_m)^{1/2} \quad (3.2)$$

où G_{max} est le module de cisaillement maximum, $N_{1,60}$ est la valeur mesurée lors du test de pénétration standard et délivrant 60% de la chute d'énergie théorique pour la cheville et corrigée pour une pression effective de une tonne par pied carré et σ_m est la contrainte moyenne effective.

$$\sigma_m = \left(\frac{1+2K_0}{3} \right) \sigma'_v \quad (3.3)$$

où K_0 est le coefficient de pression des terres au repos et σ'_v est la pression verticale effective (Seed *et al.*, 1986).

Comme on peut le voir dans le Tableau 3.4, la catégorie de site peut être interprétée selon la vitesse des ondes de cisaillement ou selon l'indice de pénétration standard. D'autre part, on peut déterminer la classe équivalente pour une colonne de sol de 30 mètres de haut ou pour la partie du sol située au dessus de la couche rocheuse. En effet le CNBC 2005 précise : « lorsque les premiers 30 m sont composés d'un certain nombre de couches de sol nettement différentes, il faut calculer les paramètres moyens ». Dans notre cas nous nous intéressons à la classe définie à partir des indices N (la valeur utilisée pour le calcul des G et G_{max} dans cette étude), et pour la partie du sol au-dessus du roc. Ce dernier choix s'explique en termes de modélisation car les couches rocheuses modifient assez peu les signaux sismiques (pour une faible épaisseur) (Aki, 1988), par conséquent on se contentera des couches supérieures. Les stratigraphies de chaque forage sont présentées en ANNEXE II.

Tableau 3.4

Identification des forages utilisés pour représenter chaque catégorie de site et synthèse de leurs caractéristiques

Classe	ID Forage	Interprétation	N _{moy} ⁽¹⁾	Classe	V _{moy} (m/s)	Classe	Profondeur Roc (m)	Profondeur Forage (m)	Nature du sol	Profondeur nappe (m)
A	Pas de transformation avec Shake 2000 : on utilise directement l'enregistrement sur le roc									
B	10 couches de 3m, Vs = 1000 m/s									Pas de nappe
C	545	Au roc	61,7	C	287,6	D	25,3	26,7	Sable, sable argileux, schiste	5,6
		30 m	65,7	C	329,3	D				
	503	Au roc	54,3	C	259,5	D	14,7	31,8	Argile silteuse, sable, schiste calcaireux	4,6
		30 m	70,8	C	448,8	C				
D	1630	Au roc	29	D	204,3	D	12,96	15,96	Silt, Silt et sable, shale calcaireux	0,6
		30 m	48,7	D	401,1	C				
	2528	Au roc	19,3	D	247,2	D	32	32	Sable silteux, sable, silt et argile	6,3
		30 m	19,3	D	247,2	D				
E	2365	Au roc	14,9	E	233,8	D	30	30	Silt, sable	8,95
		30 m	14,9	E	233,8	D				
	2505	Au roc	8,5	E	215,9	D	34,9	36,9	Silt sableux, sable, argile silteuse	5,0
		30 m	8,5	E	215,9	D				

⁽¹⁾ N_{roc} = 100 coups

3.4.4 Résultats obtenus et choix des modèles pour chaque catégorie d'emplacement

Pour chaque modèle de sol et chaque accélérogramme les éléments suivants ont été calculés à l'aide de Shake 2000 : accélérogrammes modifiés après le passage à travers la colonne de sol et spectre de réponse en haut de la colonne de sol. Les résultats montrent des disparités au sein d'une même classe de site comme le montre la Figure 3.5. Cette différence peut s'expliquer par la hauteur de sol du modèle. En effet le modèle n°503 présente une hauteur de sol moins importante et le phénomène d'amplification est donc réduit. Ainsi, pour chaque catégorie d'emplacement autre que A et B, les accélérogrammes correspondant aux spectres de réponse présentant les accélérations spectrales les plus importantes ont été choisis, car ce sont les plus proches des spectres du code, ainsi la calibration sera plus réaliste. Le Tableau 3.5 présente les modèles retenus pour l'étude de vulnérabilité de l'ouvrage. Les justifications des choix de modèles pour les catégories D et E sont présentés en ANNEXE III.

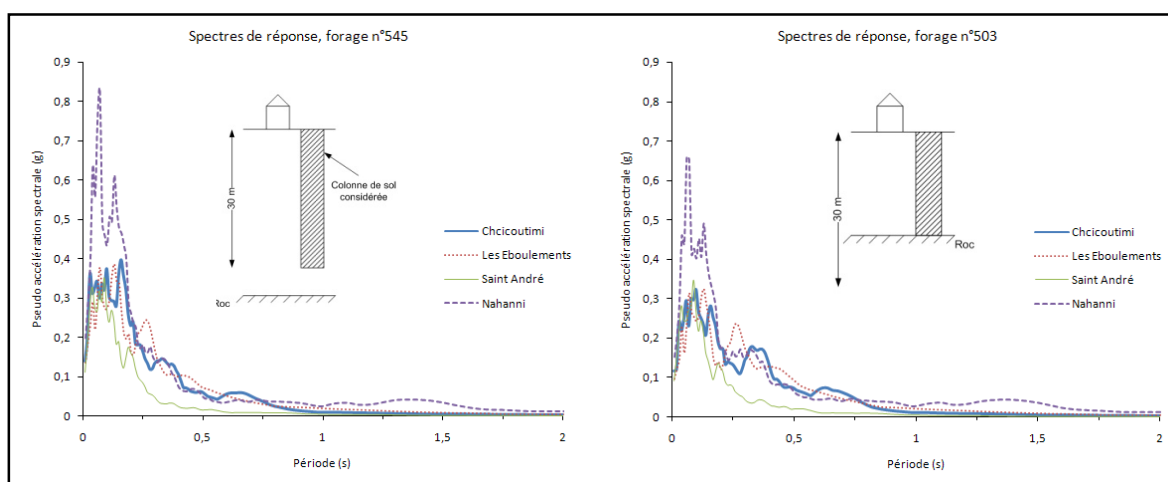


Figure 3.5 Spectres de réponse obtenus à partir de Shake 2000 pour les modèles de sol de catégorie C.

Tableau 3.5

Modèles stratigraphiques choisis pour l'étude de la vulnérabilité sismique de l'ouvrage

Catégories d'emplacement	A	B	C	D	E
Choix de modèles	N/A	Modèle homogène	Forage n°545 + Modèle homogène	Forage n°2528	Forage n°2365

De manière générale on peut remarquer des phénomènes d'amplification de signaux sismiques quelle que soit la catégorie sismique des sites.

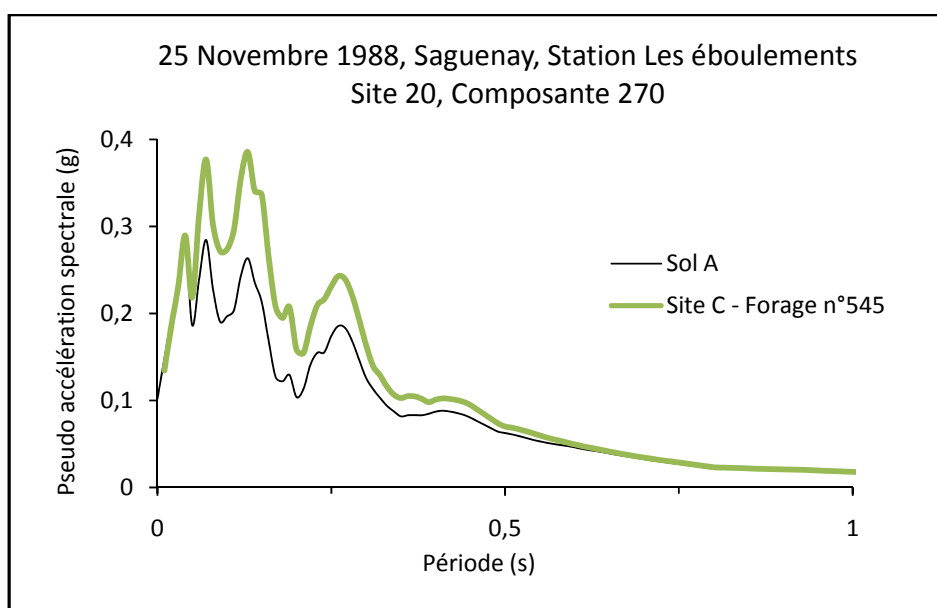


Figure 3.6 *Spectre de réponse sur le roc (en pied de colonne) et spectre de réponse calculé au sommet de la colonne pour le modèle n°545.*

La Figure 3.6 montre une amplification de l'accélération spectrale maximale ainsi qu'une augmentation de la période fondamentale (0,28g @ 0,07s pour le roc, 0,38g @ 0,13s pour un site de catégorie C). La Figure 3.7 est très similaire à la Figure 3.6 mais présente les résultats pour les catégories d'emplacement C, D et E sur un même graphique. On peut remarquer que

pour les deux dernières catégories de site, les amplifications spectrales sont plus significatives que pour les sites de classe C. On notera que les accélérations spectrales sont plus grandes pour la catégorie E que pour la catégorie D.

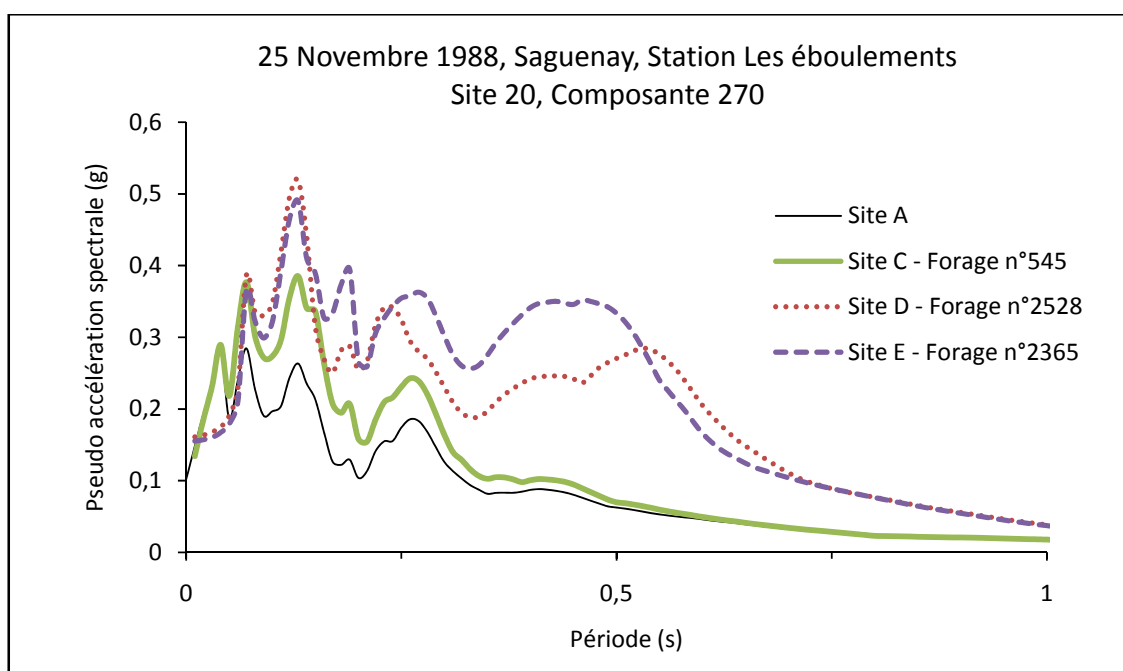


Figure 3.7 *Spectres de réponse calculés (à l'aide de Shake 2000) en pied et en tête de colonne pour Saguenay, station Les Éboulements pour les différents modèles de sol.*

3.4.5 Comparaison des résultats obtenus pour un modèle de sol C homogène et de ceux calculés pour le modèle de sol sélectionné

Comme cela a été expliqué précédemment, les différentes catégories d'emplacement ont été modélisées d'après des forages réels tirés de la base de données de forages de la ville de Québec. Afin de justifier ce choix, cette section comparera les résultats obtenus à partir des deux options de modélisation possibles.

La comparaison concerne les spectres de réponse du modèle n°545 présenté dans la section précédente et ceux obtenus pour une colonne de sol homogène de 30 mètres de hauteur. Chaque couche de sol mesure 3 mètres d'épaisseur, et aucune nappe phréatique n'a été

considérée. Dans un premier temps la vitesse des ondes de cisaillement moyenne pour un site de catégorie C a été prise égale à 560 m/s. Puis un deuxième essai comparatif avec une vitesse plus faible et plus proche de celle que pourrait avoir un emplacement de catégorie D a été fait. En effet, si le modèle de sol n°545 correspond à un site de catégorie C pour l'indice N, il correspond à un site de catégorie D si on fait le calcul à partir des vitesses des ondes de cisaillement. Pour ce qui est des courbes de dégradations de module de cisaillement et d'amortissement, le *Sand Average* (Seed et Idriss, 1970) a été choisi.

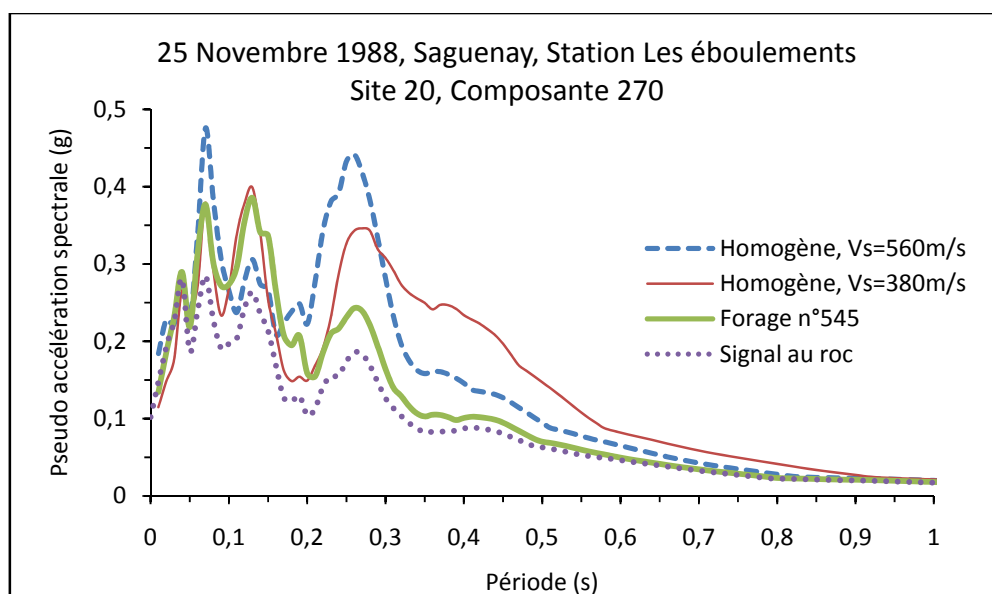


Figure 3.8 *Comparaison des spectres de réponse (calculés avec Shake 2000) du Saguenay, station Les Éboulements pour les différents modèles de sol C pour des périodes inférieures à 2 secondes.*

La Figure 3.8 montre les spectres de réponse obtenus avec chaque modèle de sol de catégorie C pour l'accélérogramme du Saguenay, station Les Éboulements. Il est clair que l'amplification spectrale est plus importante pour les modèles homogènes. En particulier, le modèle avec $V_s=560\text{m/s}$ présente un pseudo accélération spectrale bien plus importante que celle obtenue avec le modèle de sol n°545 autour de 0,25 secondes. Comme cela a été précisé précédemment, le modèle n°545 entrerait dans la catégorie sismique D si on considérait seulement les vitesses d'ondes de cisaillement. Ainsi, on remarque, comme pour le modèle

avec $V_s = 380$ m/s, que la période de résonnance du deuxième pic est légèrement plus élevée que celle du modèle avec $V_s = 560$ m/s. On peut également remarquer que les spectres du forage n°545 et du modèle avec $V_s = 380$ m/s sont très proches de 0 à 0,2 secondes. Cependant, dans le cadre de cette étude, le choix s'est porté sur l'accélérogramme transformé avec le modèle homogène $V_s = 560$ m/s, valeur moyenne de la vitesse d'ondes de cisaillement pour la catégorie d'emplacement C.

3.5 Calibration des accélérogrammes

Afin d'utiliser les enregistrements transformés dans le cadre de cette étude, il est nécessaire de procéder à une calibration afin que les spectres de réponse correspondent à ceux définis par le CNBC 2005. Les spectres uniformes de risque sismique 2% en 50 ans définis par le code pour la ville de Québec sont présentés dans le Tableau 3.6 et la Figure 3.9.

Tableau 3.6

Valeurs d'accélération pour le spectre uniforme de risque sismique de Québec
(Tiré de Comité associé du Code national du bâtiment, 2005)

	Catégories d'emplacement					
	A	B	C	D	E	
F_a	0,74	0,84	1	1,16	1,29	
F_v	0,5	0,64	1	1,36	2,06	
$S_a(0,2)$	0,44	0,50	0,59	0,68	0,76	$F_a S_a(0,2)$
$S_a(0,5)$	0,15	0,19	0,30	0,41	0,62	$\min(F_v S_a(0,5); F_a S_a(0,2))$
$S_a(1,0)$	0,07	0,09	0,14	0,19	0,29	$F_v S_a(1,0)$
$S_a(2,0)$	0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	$F_v S_a(2,0)$
$S_a(4,0)$	0,01	0,02	0,02	0,03	0,05	$F_v S_a(2,0)/2$

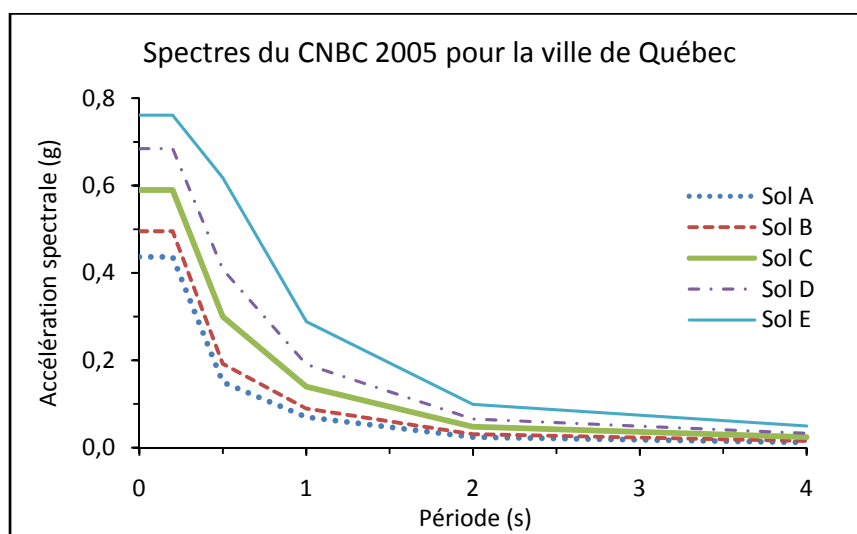


Figure 3.9 *Spectres uniformes de risque sismique définis par le CNBC 2005 pour la ville de Québec.*

3.5.1 Méthodes de calibration des accélérographes

Il existe deux méthodes pour calibrer un accélérogramme historique sur un spectre de réponse défini par le code ou un scénario magnitude – distance (Carballo Arevalo, 2000). Il y a d'une part les méthodes dites de domaine fréquentiel et d'autre part celles dites de domaine temporel. Chacune de ces deux méthodes se base sur la modification du spectre de réponse ou du spectre de Fourier et non sur la calibration de l'accélération de pointe au sol qui est un critère trop peu significatif (Christian, 1988). La première étape de la calibration est de définir un spectre de réponse auquel on veut faire correspondre le séisme.

En général, il vaut mieux préférer les enregistrements historiques pour les calculs non linéaires, car ils conservent plus de paramètres réalistes (Christian, 1988). Mais la calibration montre parfois ses limites : tenter de faire correspondre le séisme de Saguenay (M5.8 @ 40km) à l'intensité de l'accélération spectrale d'un scénario magnitude-distance M7 @ 20km est peu recommandé puisque les facteurs d'échelles seront de l'ordre de 4 (Léger, Tayebi et Paultre, 1993).

La méthode de calibration dans le domaine fréquentiel consiste à ajuster l'accélérogramme d'origine par processus itératif pour chaque fréquence. Les avantages de cette méthode sont : la convergence rapide (rapidité de calcul), et surtout la conservation du caractère non stationnaire de l'accélérogramme d'origine (Carballo Arevalo, 2000). On modifie donc les magnitudes des spectres de Fourier tout en conservant les angles de phase. Grâce aux algorithmes, on corrige le spectre de réponse de l'accélérogramme historique, puis par transformée inverse on recalcule un accélérogramme. Il faut noter que si le nombre d'itérations reste faible, l'accélérogramme conserve un plus grand nombre de ses caractéristiques d'origine (Léger et Leclerc, 1996). Cependant le processus de calibration par modification du spectre de Fourier a tendance à diminuer le nombre d'impulsions pour les séismes de l'Est. Mais pour les séismes de magnitude assez faible, comme le Saguenay en 1988, cette méthode donne des résultats très probants (Léger, Tayebi et Paultre, 1993).

La méthode de calibration dans le domaine temporel consiste à étirer ou compresser le pas de temps (dans l'intervalle qui correspond à la période de vibration du premier mode de l'ouvrage) pour faire correspondre les spectres de réponse, mais cette technique modifie profondément le contenu fréquentiel du séisme, et ses caractéristiques intrinsèques seront perdues lors de l'opération (Léger et Leclerc, 1996). D'autre part, l'accélérogramme ainsi généré présentera des relations de phase irréalistes.

3.5.2 Accélérogrammes avant et après calibration

Les signaux transformés avec Shake 2000 ont ensuite été calibrés sur les spectres uniformes de risque sismique du CNBC 2005. Le nombre d'itérations a été volontairement gardé faible afin de conserver au maximum les caractéristiques originelles des signaux. Pour des raisons de concision, seuls les spectres de réponse et les accélérogrammes du Saguenay, station Les Éboulements, seront présentés dans cette section. Les spectres de réponse des autres séismes sont présentés dans l'ANNEXE IV, et leurs accélérogrammes en ANNEXE V. On peut remarquer que malgré la transformation avec Shake 2000 et la calibration sur les spectres de réponse du code, les caractéristiques de phase sont conservées.

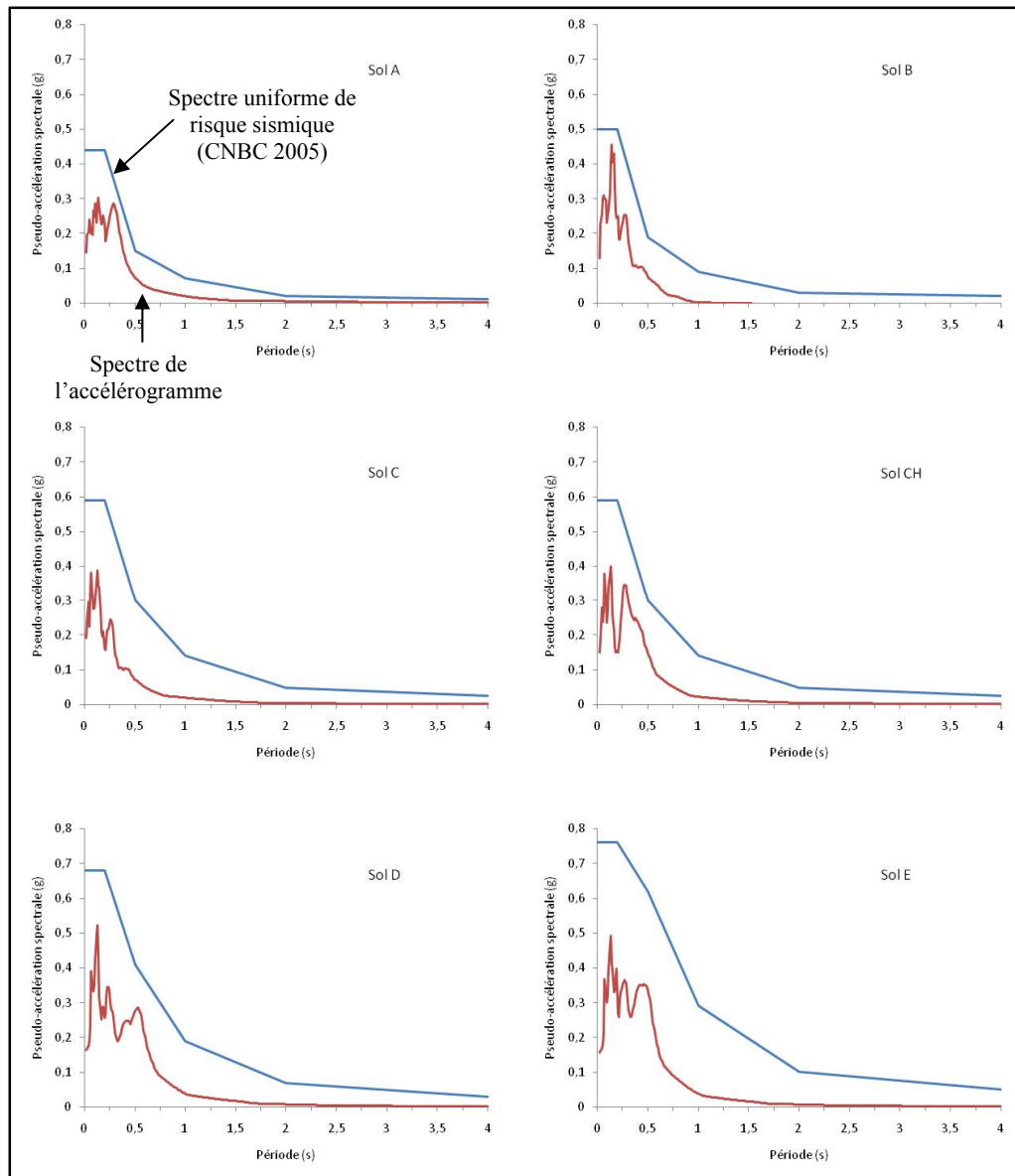


Figure 3.10 *Spectres de réponse pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements, avant calibration.*

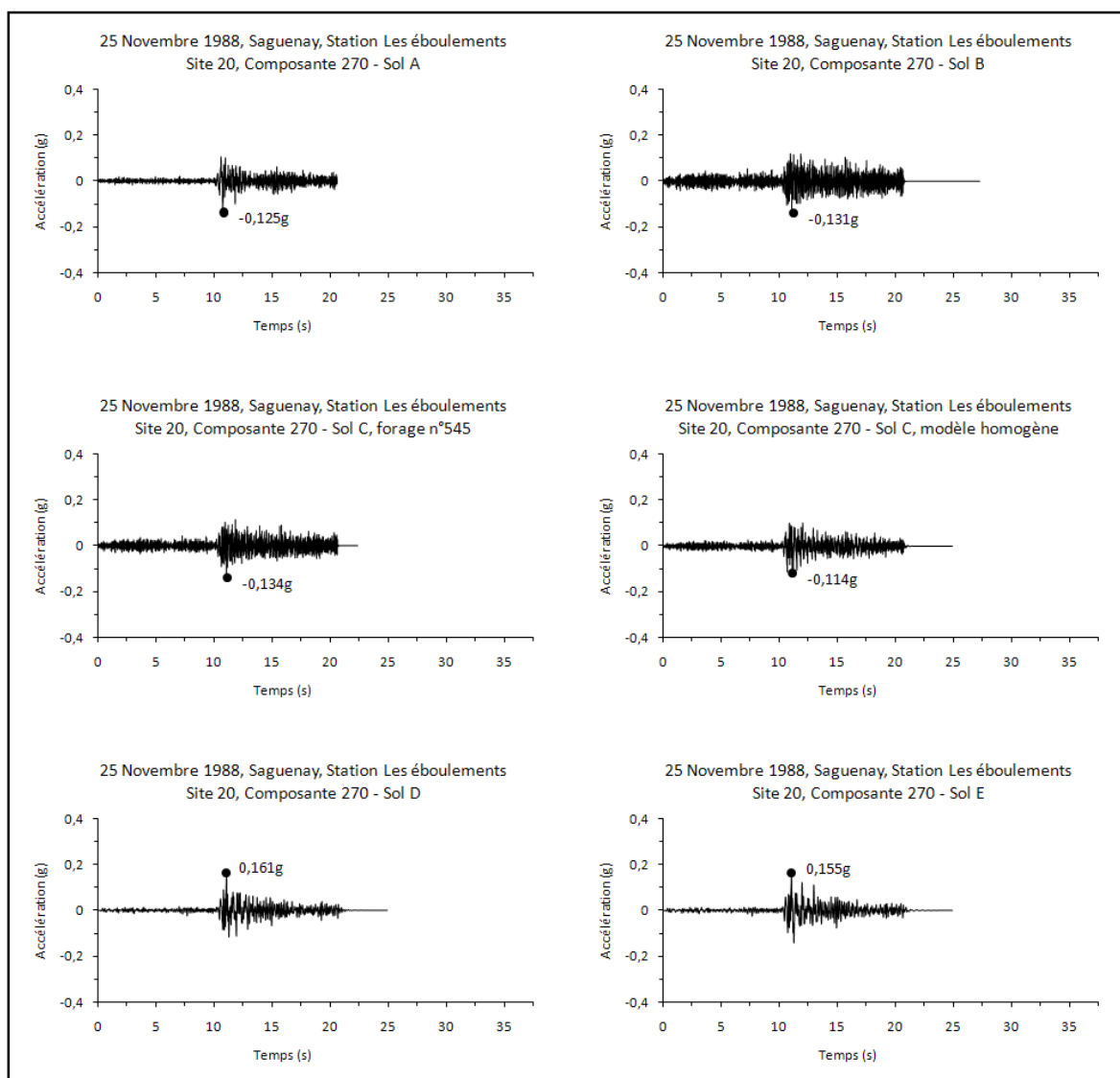


Figure 3.11 *Accélérographes transformés avec le logiciel Shake 2000, avant calibration (Saguenay, Station Les Éboulements).*

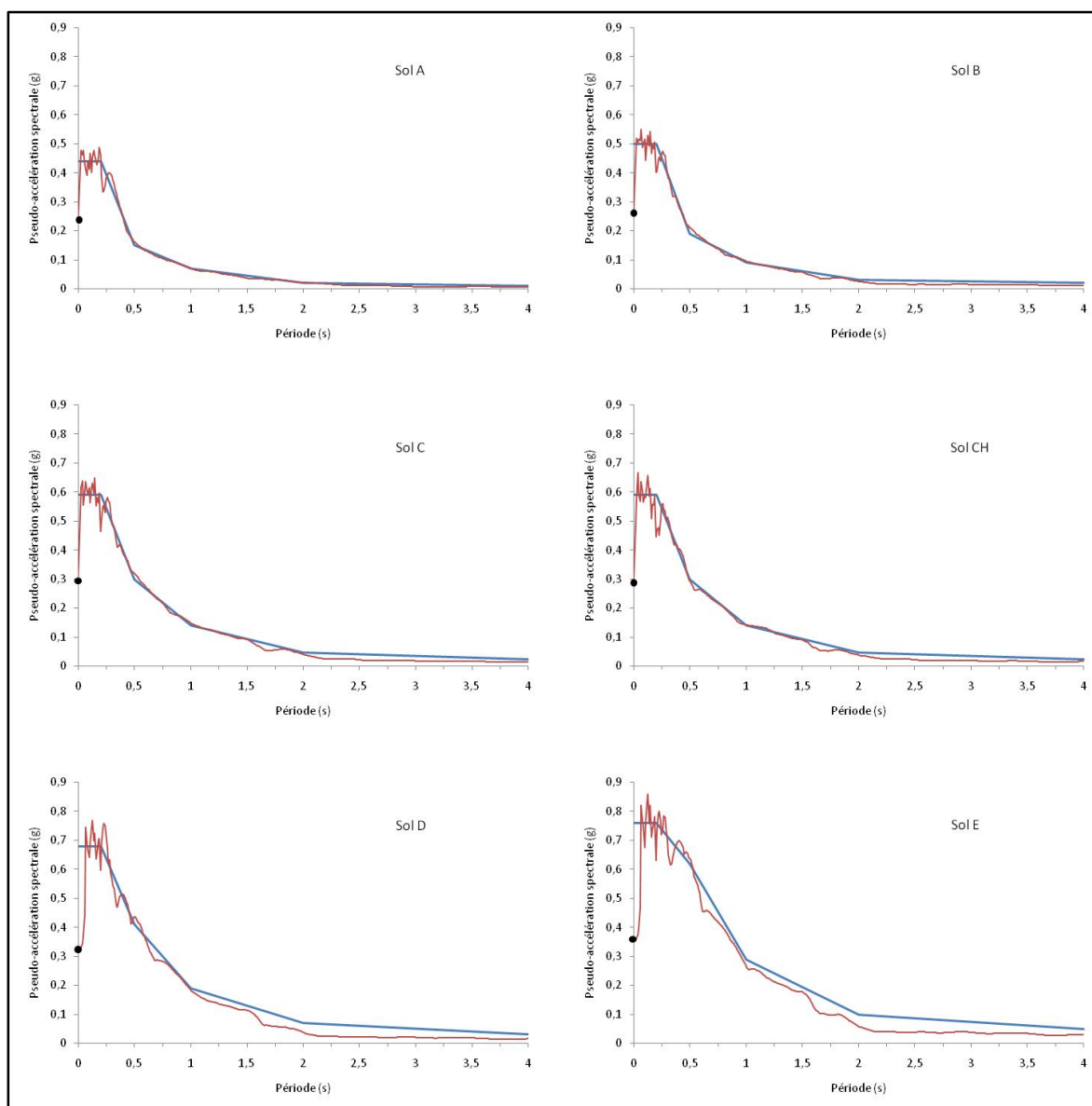


Figure 3.12 *Spectres de réponse pour le séisme du Saguenay, station Les Éboulements, après calibration (2 itérations).*

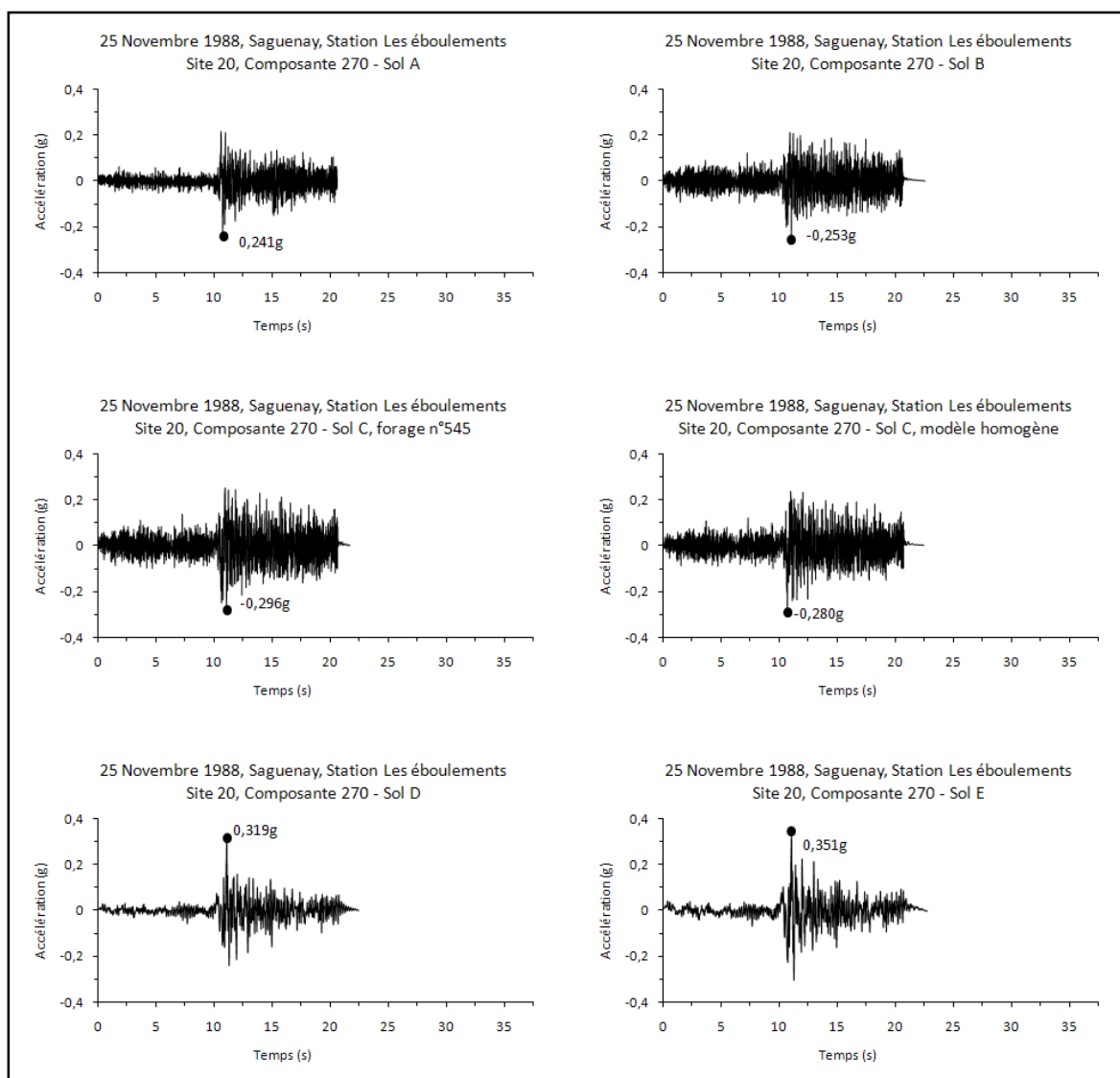


Figure 3.13 *Accélérographes transformés avec le logiciel Shake 2000, après calibration (Saguenay, Station Les Éboulements).*

Tableau 3.7

Caractéristiques des accélérogrammes calibrés

Station	Site	PGA Avant Calibration	PGA Après Calibration	Itérations
Saguenay, 25 Novembre 1988, Station Chicoutimi Nord Site 16, Composante 124	A	0,131	0,211	2
	B	0,166	0,269	2
	C	0,140	0,315	2
	CH	0,137	0,317	2
	D	0,173	0,318	2
	E	0,162	0,358	2
Saguenay, 25 Novembre 1988, Station Les Eboulements Site 20, Composante 270	A	0,125	0,241	2
	B	0,130	0,194	2
	C	0,134	0,296	2
	CH	0,114	0,280	2
	D	0,161	0,319	2
	E	0,155	0,351	2
Saguenay, 25 Novembre 1988, Station Saint-André Site 17, Composante 270	A	0,156	0,195	2
	B	0,114	0,205	2
	C	0,110	0,301	2
	CH	0,120	0,310	2
	D	0,137	0,253	2
	E	0,106	0,280	2
Nahanni , 23 Décembre 1985, Station Battlement Creek Site 3, Composante 270	A	0,195	0,209	2
	B	0,245	0,205	2
	C	0,198	0,283	2
	CH	0,181	0,253	2
	D	0,196	0,241	2
	E	0,200	0,288	2

CHAPITRE 4

DÉTERMINATION ET MODÉLISATION D'UN PONT TYPIQUE DE LA VILLE DE QUÉBEC

Les accélérogrammes ont été sélectionnés puis transformés et calibrés dans les chapitres 2 et 3. Il convient donc de déterminer et de modéliser un ouvrage pour cette étude.

4.1 Inventaire des ponts et détermination d'un pont représentatif

Afin de générer un modèle de pont représentatif des ponts de la ville de Québec, l'âge moyen et le type de structure le plus courant pour les ouvrages de cette ville ont été inventoriés. La Figure 4.1 montre que la plupart des 119 ponts de Québec ont 40 à 50 ans. La Figure 4.2, montre clairement que le type de structure le plus courant est les ponts avec dalle en béton reposant sur des poutres en béton.

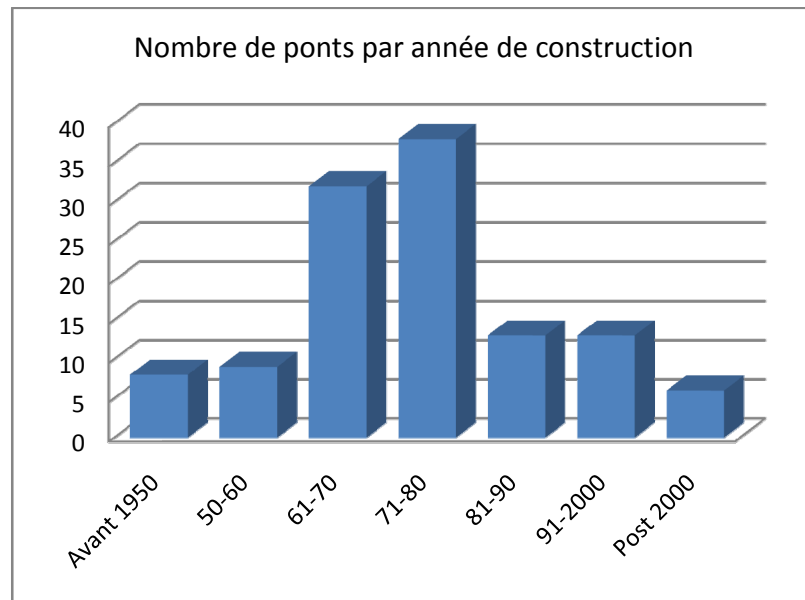


Figure 4.1 *Nombre de ponts sous la juridiction de la ville de Québec par année de construction.*

Par simplification, et afin de mettre bien en évidence cet état de fait, les poutres en béton précontraint, en béton préfabriqué et celles qui ont été coulées en place ont été confondues. Le graphique présentant la répartition des ponts par type de structure sans cette simplification est présenté en ANNEXE VI. Les statistiques et graphiques présentés dans cette section ont été réalisés grâce à la base de données de la ville de Québec recensant tous les ponts ainsi que leur type (numéro type défini selon la classification du Ministère des Transports du Québec, MTQ) (Nollet, LeBoeuf et Khaled, 2008). Il faut noter que les ponts dont le tablier est soutenu par des poutres en acier auront un comportement sismique similaire à ceux dont les poutres sont en béton, seule la masse totale de l'ouvrage change (les ponts métalliques sont en moyenne 30% plus légers que leurs homologues en béton), influant ainsi sur la période propre et l'amplitude des déplacements.

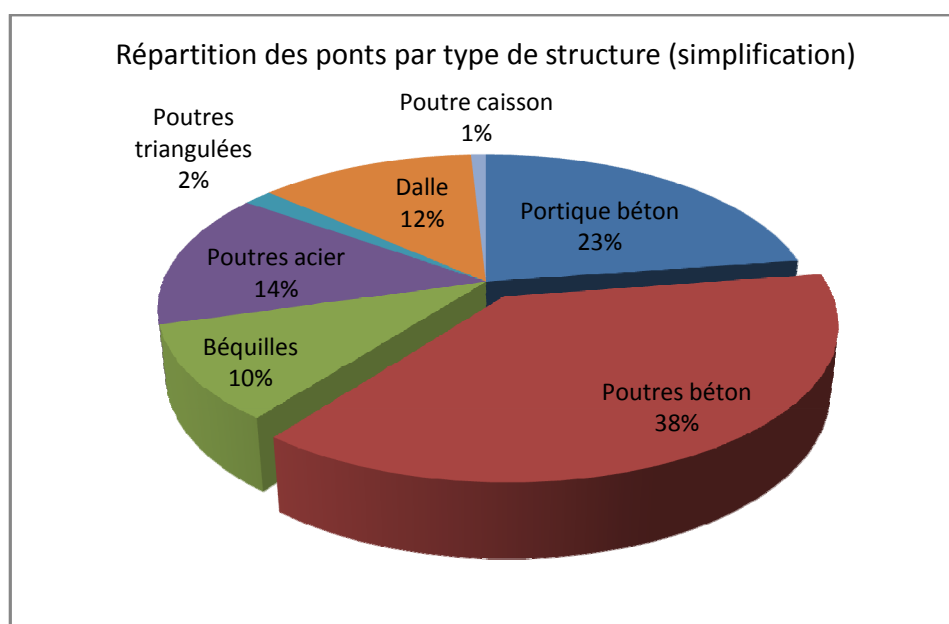


Figure 4.2 Répartition des ponts de la ville de Québec par type de structure.

Le Tableau 4.1 présente le pourcentage de ponts de la ville de Québec avec un biais. La majorité des ponts de Québec sont droits. Par contre sur les 34 ouvrages présentant un biais, on note que seulement quatre ont un biais strictement inférieur à 11° . De plus, le biais moyen est de 26.6° , le biais maximal est de 58° , le biais minimal est de 4° et l'écart type est de

13.9°. On peut donc dire que lorsque les ponts sont en biais, l'angle de celui-ci est important et très variable d'un ouvrage à l'autre. Néanmoins, à la vue du pourcentage de ponts droits, et par volonté de simplification, un modèle sans biais sera considéré dans le cadre de cette étude. De plus, il est reconnu que le biais induit des effets non négligeables dans la réponse sismique d'un ouvrage (Chen et Duan, 2003), ainsi en supposant un pont droit on peut se concentrer sur l'analyse des effets d'amplification du site en évitant de complexifier l'étude. Sur les 119 ponts sous la juridiction de la ville de Québec, seulement 6 comportent des piles de hauteur variable, soit 5% d'entre eux. Cette irrégularité induit de fortes modifications du comportement sismique de l'ouvrage : ce sont généralement les piles de plus faible hauteur qui sont fortement sollicitées (Chen et Duan, 2003). Ainsi un modèle avec piles à hauteur constante sera considéré.

Tableau 4.1

Statistiques sur les ponts biais

	Ponts avec biais	Ponts sans biais
Nombre	34 (29%)	85 (71%)
Biais moyen	26,6°	---
Ecart - type	13,9°	---
Biais < 11°	4 ponts	---

Tableau 4.2

Nombre de poutres soutenant le tablier pour chaque pont

	Pont dalle	Tablier soutenu par des poutres		
		2 poutres	3 poutres	4 poutres ou plus
Nombre de ponts	44	2	5	68
Pourcentage	37 %	2%	4%	57%
Pourcentage (sans les ponts dalle)	-----	3%	7%	91%

Le Tableau 4.2 permet de constater que les ponts sont soutenus par quatre poutres ou plus lorsque le tablier n'est pas une dalle monolithique (91% des cas). Pour cette étude, un modèle à quatre poutres ou plus sera employé. Enfin, il faut considérer le type de poutres en béton pour les ouvrages. La Figure 4.3 donne la répartition pour chaque type de poutres. On peut raisonnablement considérer que la mention « poutre en béton précontraint préfabriquée » fait référence à des poutres AASHTO dont le type n'a pu être déterminé. Ainsi, on peut dire que 54% des ponts dont la dalle de tablier repose sur des poutres en béton de type AASHTO.

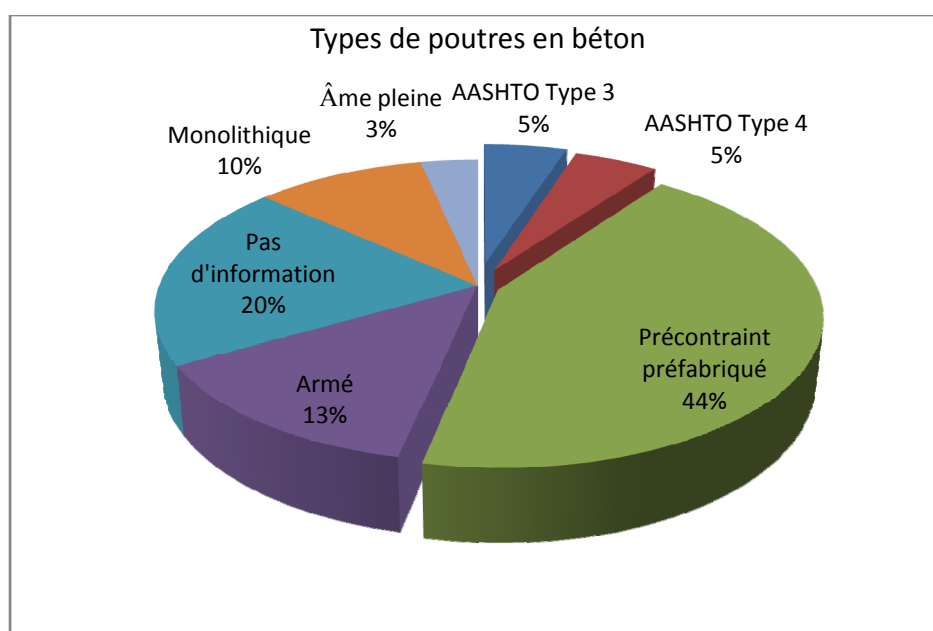


Figure 4.3 *Types de poutres en béton pour les ouvrages comportant une dalle de tablier reposant sur des poutres en béton.*

Dans le cadre de cette étude, d'après les observations énoncées dans la section 4.1, le modèle retenu est un pont à deux travées de 40m, une pile constituée de quatre colonnes en béton de 1m de diamètre et deux culées. Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé reposant sur six poutres en béton précontraint préfabriquées (AASHTO Type VI). Toutes les colonnes seront considérées comme encastées à la base. Les dimensions du modèle de pont générique choisi sont définies dans les Figures 4-4 et 4-5.

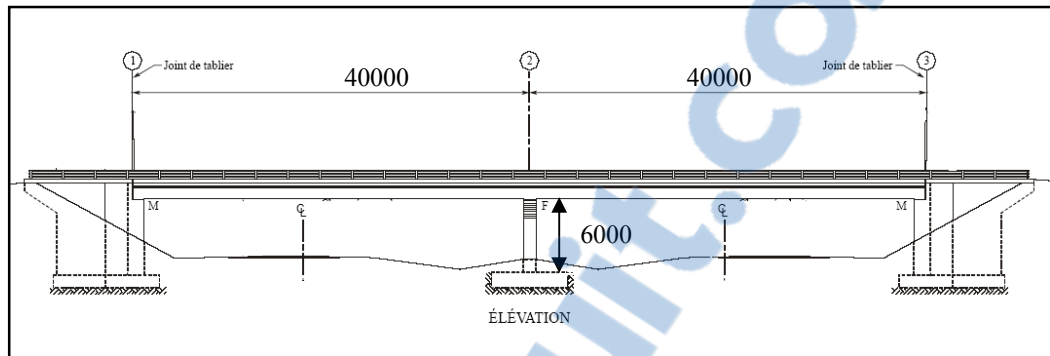


Figure 4.4 *Modèle de pont choisi, vue en élévation (dimensions en mm).*

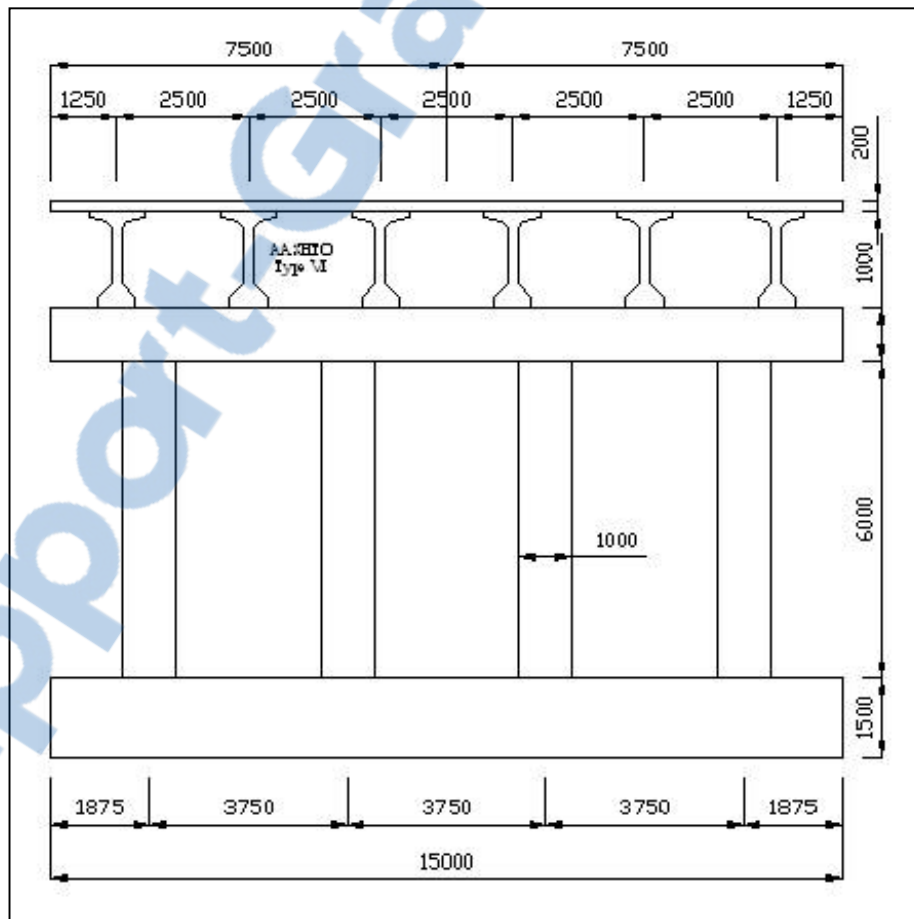


Figure 4.5 *Coupe transversale de l'ouvrage au niveau de la pile (dimensions en mm).*

4.2 Dimensionnement du modèle

La Figure 4.6 présente la méthodologie employée pour le dimensionnement du modèle. Quelques précisions supplémentaires quant à la méthodologie de dimensionnement seront apportées dans cette section. Les calculs détaillés sont présentés en ANNEXE VII. Afin de réaliser un modèle représentatif des ponts de la ville de Québec, le dimensionnement a été fait à partir d'un ancien code de construction, pour représenter la philosophie de conception de l'époque. À la vue de l'âge moyen des ouvrages de la ville de Québec, c'est le code S6-74 qui a été retenu.

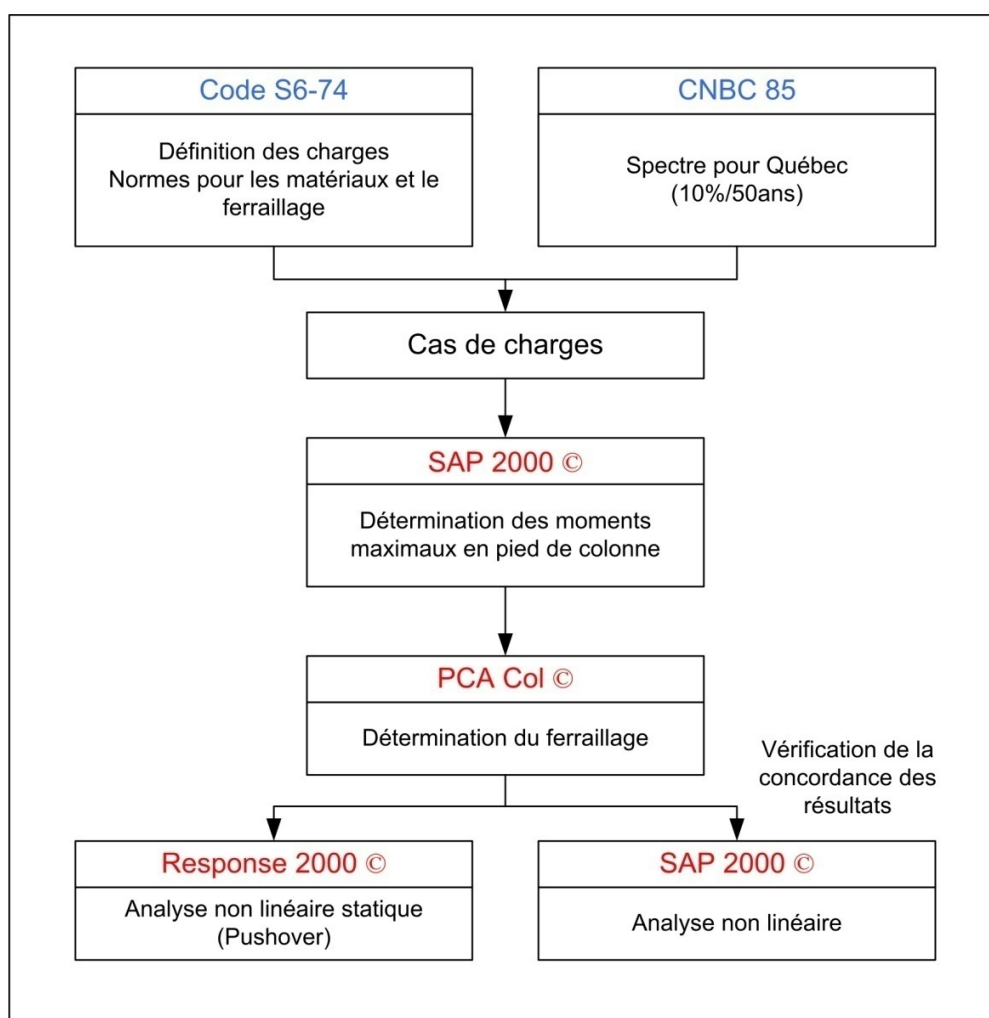


Figure 4.6 *Méthodologie de dimensionnement du modèle.*

Conformément à la norme CSA S6-74, le béton doit avoir une résistance nominale de 25 MPa ($\geq 3000 \text{ psi} = 23,25 \text{ MPa}$) et l'acier d'armatures a une résistance nominale de 400 MPa.

Pour ce qui est du dimensionnement parasismique, le S6-74 précisait que « Dans les régions où on s'attend à des tremblements de terre, on doit tenir spécialement compte des forces sismiques » (Article 5.1.22 Forces Sismiques, CSA S6-74). Cependant aucune méthode n'est prescrite pour le dimensionnement parasismique. De plus, le code ne précisait pas non plus de coefficient de réduction de la charge sismique.

Afin de respecter les exigences prescrites à l'époque, le modèle générique a été conçu pour tenir compte des forces sismiques. Le spectre de réponse du CNBC 85 pour la ville de Québec a été utilisé car il pourrait correspondre à la sismicité considérée dans les années 70 et 80 [Figure 4.7]. Avant 1985, il n'existait pas de spectre de risque sismique définis par le CNBC ou la norme CSA S6. On utilisait plutôt des facteurs de risque sismique ou des accélérations de pointe par zone.

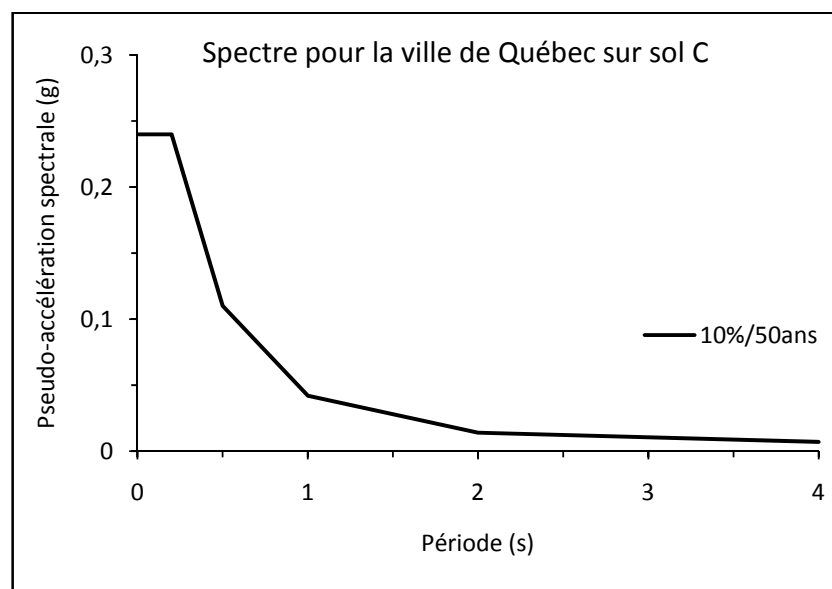


Figure 4.7 *Spectre de Risque Sismique pour la ville de Québec défini par le CNBC 1985.*



Une analyse dynamique spectrale a été faite à l'aide du logiciel SAP 2000 (CSI, 2007) afin de déterminer la demande sismique en termes de moments (M_x , M_y) à la base des colonnes. Les moments ont été combinés aux charges axiales et utilisés comme données de base dans le logiciel PCA Col (PCA Col, 1993) pour le calcul de l'armature requise dans les colonnes. PCA Col est un logiciel de dimensionnement développé pour la *Portland Cement Association*, et spécifiquement utilisé pour les colonnes en béton. Les combinaisons de charges employées et les résultats obtenus sont présentés en ANNEXE VII. Le ferrailage des colonnes est présenté à la Figure 4.8.

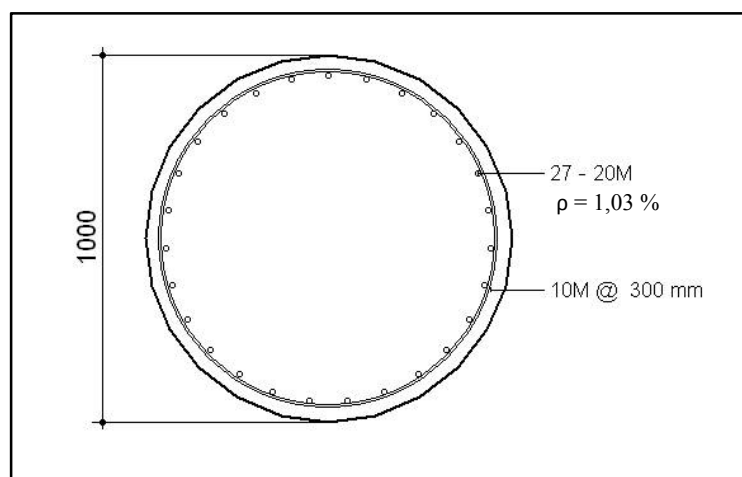


Figure 4.8 *Schéma de ferrailage des colonnes.*

4.3 Modélisation et analyse sismique des ponts

4.3.1 Modélisation des ponts

Le principal objectif de la modélisation est la quantification de la réponse sismique en termes de déplacements et déformations des différents éléments (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Deux types de modèles peuvent être envisagés (Davidovici, 1999) : (i) modèle par éléments finis, (ii) modèle à masses concentrées et raideurs équivalentes. Dans le cas des modèles à masses concentrées, le problème du choix d'un modèle à deux ou trois dimensions se pose : il faut déterminer l'utilité du passage à la 3D en fonction du comportement prévisible de la

structure (Davidovici, 1999). Pour une structure où la symétrie est importante, les modèles à deux dimensions sont généralement suffisants.

On considère qu'il y a trois niveaux de modélisation (Chen et Duan, 2003) : le niveau global, le niveau régional et le niveau local. Le niveau global sert à évaluer la réponse de la structure dans son ensemble, en général les modèles sont simplifiés pour ce niveau de modélisation. Le niveau régional sert à étudier le comportement d'une partie de l'ouvrage (d'une pile de pont par exemple), et est plus détaillé que le niveau global, sans pour autant être modélisé aux éléments finis. Le niveau local sert à étudier un élément ou une connexion en particulier du pont (par exemple la liaison entre la colonne et la fondation) et est en général réalisé à partir du code de calcul aux éléments finis.

Différentes règles d'usage ont été suivies pour réaliser ce modèle générique :

- une poutre est modélisée en utilisant trois masses concentrées pour chaque membre (Chen et Lui, 2006);
- la rigidité des couvre-joints est augmentée pour simuler un tablier rigide;
- pour une analyse dynamique temporelle on prend un amortissement de 5% pour les structures en béton et en bois et 2% pour les structures en acier soudé ou boulonné;
- les éléments non structuraux peuvent être négligés (Wilson, 2002);
- les effets $P - \Delta$ devraient être inclus dans tous les modèles structuraux.

4.3.2 Analyses sismiques des ponts

L'avantage majeur de l'utilisation des forces issues d'une analyse dynamique pour dimensionner un ouvrage est que la réponse de la structure est plus précise que celle obtenue à l'aide d'une analyse statique équivalente. En conséquence les efforts déterminés à partir d'analyses dynamiques seront plus réalistes (Wilson, 2002).

La première étape est l'analyse modale qui permet de déterminer les modes de vibrations ainsi que leurs périodes correspondantes. Le principe de cette analyse est de calculer la

réponse pour chaque mode en fonction des masses modales et de combiner les réponses afin d'arriver à la solution globale du système (Chopra, 2007; Davidovici, 1999). Il existe deux méthodes très largement employées : Combinaison Quadratique Complète (CQC) et Racine carrée de la somme des carrés (*Square Root Sum of the Squares*, SRSS). La méthode SRSS donne une bonne estimation de la réponse pour les structures donc les périodes de vibration naturelle sont bien distinctes. La méthode CQC est applicable à un plus grand nombre de structures car elle ne présente pas les limites de la méthode SRSS (Chopra, 2007).

On peut aussi procéder à une analyse dynamique temporelle dans le domaine élastique pour obtenir l'historique de la réponse dans le temps. Cette méthode est en général requise pour les ponts à structure complexe ou de grande importance (Chen et Duan, 2003). Plusieurs méthodes numériques d'intégration ont été mises au point, les plus connues sont : Newmark- β , Wilson- θ , Hilbert-Hughes-Taylor- α (Léger, 2007). Chacune de ces méthodes présente des avantages et des inconvénients : certaines sont conditionnellement stables, d'autres filtrent les hautes fréquences ou présentent un amortissement numérique. Ainsi il faut choisir la méthode adéquate pour chaque type d'analyse que l'on veut faire sachant que la réponse calculée est tributaire de la méthode d'intégration numérique utilisée.

L'étape suivante est l'étude du comportement de l'ouvrage dans le domaine inélastique. Le plus couramment on fait une analyse dynamique temporelle et les résultats obtenus doivent être comparés à ceux des analyses élastiques afin de valider le modèle inélastique de la structure (Chen et Lui, 2006).

4.3.3 Le modèle SAP2000 et ses caractéristiques

Comme cela a été précisé dans la section 4.3.1, le niveau de modélisation doit correspondre à l'analyse que l'on veut faire de la structure. Dans cette étude, l'intérêt est de connaître la réponse globale de l'ouvrage, c'est pourquoi une modélisation à masses concentrées a été choisie. Le tablier est modélisé par des éléments poutres élastiques ayant les caractéristiques du tablier. En effet, le tablier est très rarement amené à exhiber un comportement non linéaire

du fait des charges très importantes pour lesquelles il est dimensionné. Un diaphragme a été considéré pour les joints du tablier dans le sens vertical afin de représenter une rigidité importante dans cette direction et de limiter l'apparition de modes de vibration parasites. De même un diaphragme selon l'axe Y a été ajouté pour le chevêtre, afin de négliger les déformations de ce dernier. Les appuis du tablier n'ont qu'un degré de liberté dans l'axe longitudinal pour ce qui est des translations. Les rotations sont libres. Par contre, la pile a été modélisée plus précisément afin de pouvoir intégrer des rotules plastiques et étudier la réponse du pont dans le domaine non linéaire. La fondation a été représentée par des encastremements en pied de colonnes.

Pour l'analyse modale, les modes représentant 95% de la masse modale participante ont été considérés. Les modes et périodes de vibrations correspondantes sont présentés dans le Tableau 4.3.

Tableau 4.3

Modes et périodes de vibration

Modes	Périodes (s)
1	0,41
2	0,15

Enfin les rotules plastiques ont été intégrées. Le choix s'est porté sur des rotules automatiques définies par le logiciel SAP2000 selon le code FEMA 356. Les résultats de l'analyse contrainte déformation ont été comparés à l'analyse sectionnelle faite à l'aide du logiciel Response 2000 (Bentz et Collins, 2000).

La Figure 4.10 présente le diagramme moment-courbure idéalisée utilisé par SAP2000 pour cette étude. Ce diagramme ne présente que les déformations plastiques : on ne voit pas

apparaître le palier élastique. La Figure 4.9 montre le type de courbe utilisé par SAP2000 où (Computers and Structures, 2007) :

- le point A est toujours l'origine;
- le point B représente la plastification. Aucune déformation n'apparaît dans la rotule plastique jusqu'au point B, en dehors de la déformation spécifiée pour le point B. [...] Seule la déformation plastique au-delà du point B sera représentée par la rotule plastique;
- le point C représente la capacité ultime pour l'analyse en « *pushover* ».

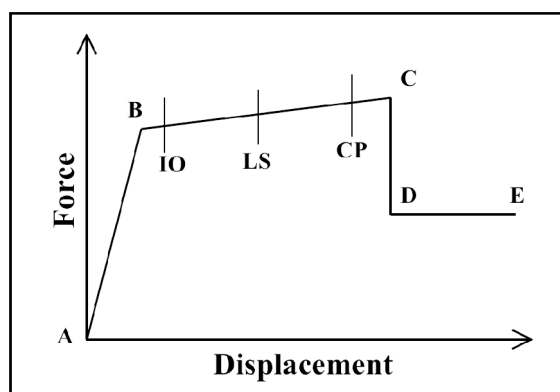


Figure 4.9 *Courbes contraintes – déformations utilisées par SAP 2000 (même type de courbes utilisé pour moment – rotation).*
(Tiré de Computers and Structures, 2007)

Afin de déterminer la rigidité élastique considérée par SAP2000 pour les colonnes du modèle de pont, différents essais en analyse statique ont été réalisés. Pour ceux-ci, une unique colonne du modèle, encastrée en pied, a été modélisée et différentes forces ont été appliquées à son sommet. Les résultats, dont la rotation et le déplacement en tête de colonne, sont présentés dans le Tableau 4.4.

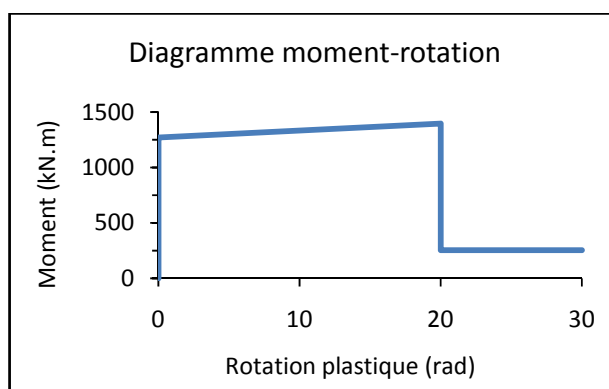


Figure 4.10 *Diagramme moment - rotation utilisée par SAP2000 pour les rotules plastiques du modèle.*

Tableau 4.4

Valeurs calculées à partir de SAP2000 pour une colonne encastrée de la pile du modèle de pont générique employé pour cette étude

Force (kN)	Moment (kN.m)	Rotation (rad)	Déplacement (mm)
0	0	0	0
50	300	0,85	3,5
100	600	1,7	6,9
150	900	2,55	10,4
300	1800	5,1	20,8

Par interpolation linéaire on peut extrapoler la rotation correspondant au moment de plastification calculé ($M_y = 1270 \text{ kN}$) qui est de 3,57 rad, et le déplacement élastique : 14,5 mm. On obtient ensuite la courbe contrainte déformation idéalisée utilisée par le logiciel.

La Figure 4.11 présente les résultats obtenus à partir des différents logiciels. On peut aisément remarquer que la concordance entre les résultats de SAP 2000 et de Response 2000 est bonne malgré de légers écarts.

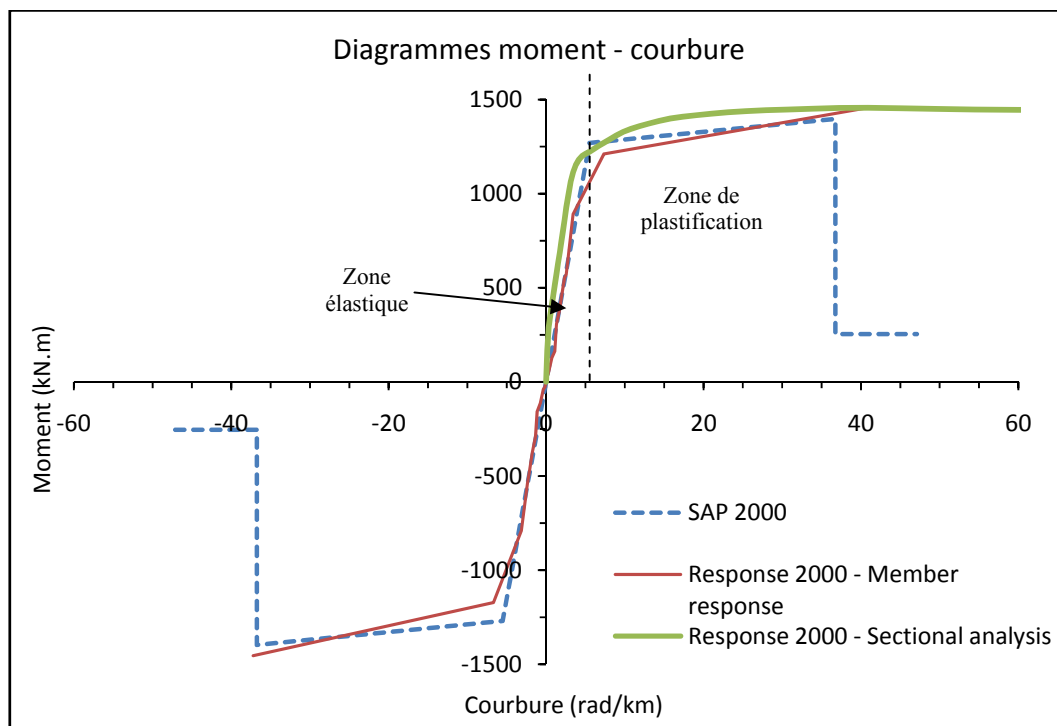


Figure 4.11 *Diagrammes moment-courbure obtenus à partir des différents logiciels employés.*

4.3.4 Critique du modèle

Comme cela a été précisé précédemment, le modèle de pont modélisé est fictif mais assez proche des ouvrages réels afin de pouvoir généraliser les conclusions de cette étude. Cependant, s'il est vrai que certaines des conclusions seront généralisables, les résultats obtenus en termes de déplacement ou de plastification sous l'effet de sollicitations sismiques ne seront pas exploitables pour les ponts réels. D'autre part, pour éviter les effets de décalage de phase entre les signaux, une seule pile a été considérée pour le modèle alors que beaucoup de ponts de cette portée ont deux piles. Mais ce modèle présente l'avantage de ne montrer que les effets de la catégorisation sismique des sites, ce qui facilitera l'interprétation des résultats et apportera une plus grande crédibilité à cette étude.

Le niveau de modélisation employé permet d'obtenir les informations les plus importantes pour cette étude, mais un modèle plus précis aurait peut-être apporté quelques informations supplémentaires.

CHAPITRE 5

ANALYSE DE LA VULNÉRABILITE SISMIQUE DES PONTS DE LA VILLE DE QUÉBEC EN FONCTION DES CATÉGORIES DE SITE À PARTIR D'UN MODÈLE DE PONT GÉNÉRIQUE

5.1 Méthodologie

La méthodologie qui a été suivie pour mener les analyses sur le modèle de pont est présentée dans la Figure 5.1.

Afin de procéder à une intégration directe de l'accélérogramme il y a trois méthodes : la méthode Newmark- β , la méthode Hilbert-Hughes-Taylor- α (HHT- α) et la méthode Wilson- θ . La méthode Newmark- β a été choisie, en prenant $\gamma = \frac{1}{2}$ (méthode de l'accélération moyenne) car elle permet de supprimer l'amortissement numérique (Chopra, 2007). Cette méthode est, de plus, inconditionnellement stable.

Cette étude est de nature comparative, elle ne vise pas à déterminer la vulnérabilité d'un ouvrage réel sur son site, mais à comparer les résultats en déplacements et plastification pour un modèle fictif en fonction du type de sol sous-jacent. Ainsi, les résultats des déformations, des rotations, des moments et des cisaillements maximaux dans les colonnes seront comparés. Enfin, les courbes hystérétiques et les courbes énergétiques seront considérés.

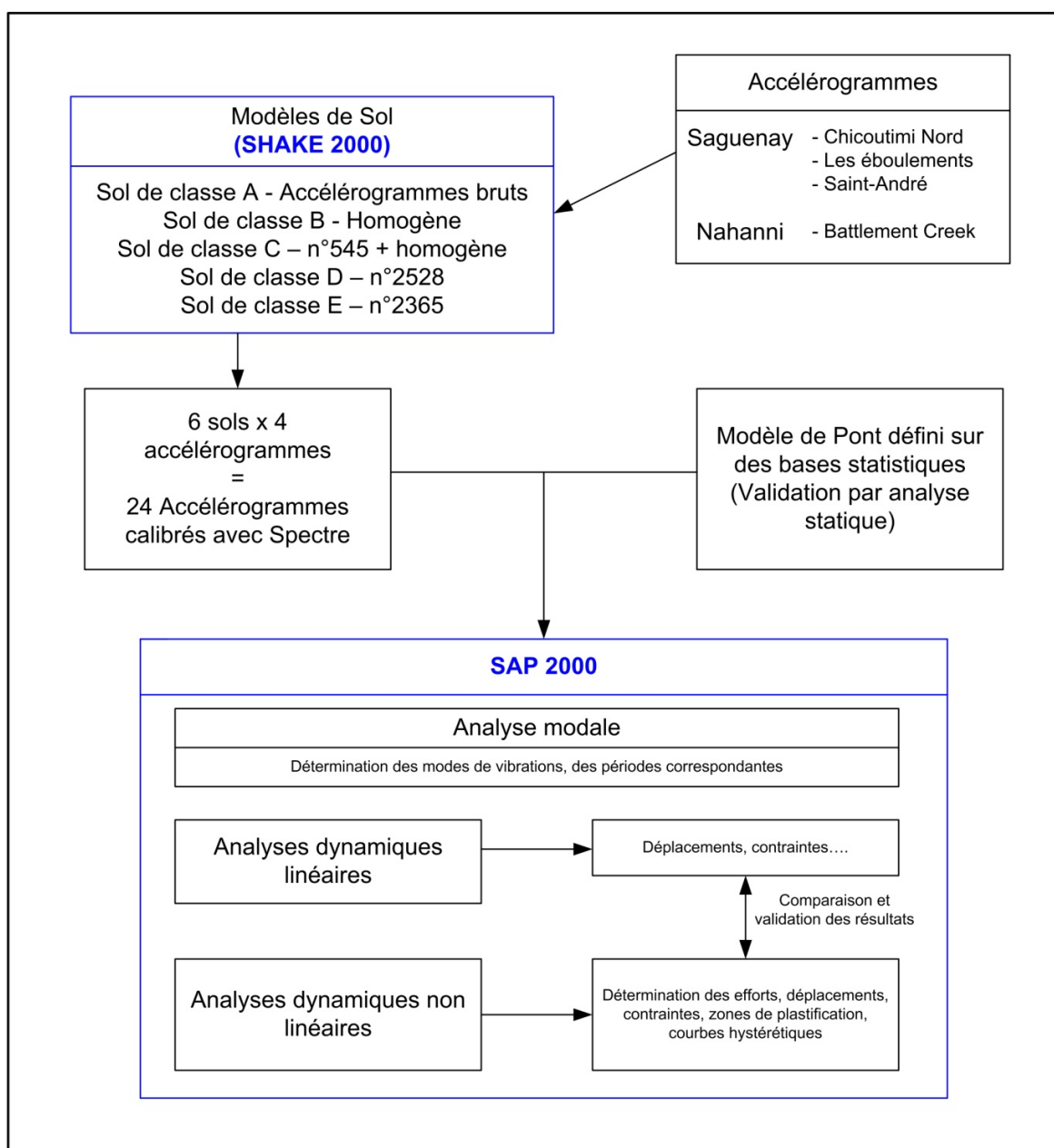


Figure 5.1 Organigramme présentant le cheminement suivi pour mener l'étude.

Tableau 5.1

Sigles et notations utilisées pour la présentation des résultats

Notation	Signification
C545	Site de catégorie C inspiré de la stratigraphie du forage réel n°545
CH	Site de catégorie C, modélisé par un sol homogène
Δ_y	Déplacement maximal élastique (13,8mm)
M_y	Moment maximal élastique (1272 kN.m)
Φ_y	Courbure maximale élastique (3,57 rad/km)
$\Delta_{U1} \text{ max}$	Déplacement maximal pour une sollicitation longitudinale
$\Delta_{U2} \text{ max}$	Déplacement maximal pour une sollicitation transversale
% Δ_y	Rapport de $\Delta_{U1} \text{ max}$ / Δ_y (ou $\Delta_{U2} \text{ max}$) en %
% $\Delta_{U1} \text{ max}$	Rapport $\Delta_{U2} \text{ max}$ / $\Delta_{U1} \text{ max}$ en %
$\Delta_{U1} \text{ L max}$	Déplacement maximal pour une sollicitation longitudinale, analyse Linéaire
$\Delta_{U1} \text{ NL max}$	Déplacement maximal pour une sollicitation longitudinale, analyse Non Linéaire
Δ_{U1P}	Déplacement permanent pour une sollicitation longitudinale, analyse Non Linéaire
$M_{U1} \text{ max}$	Moment maximal pour une sollicitation longitudinale
$M_{U2} \text{ max}$	Moment maximal pour une sollicitation transversale
% M_y	Rapport de $M_{U1} \text{ max}$ / M_y (ou $M_{U2} \text{ max}$) en %
% $M_{U1} \text{ max}$	Rapport $M_{U2} \text{ max}$ / $M_{U1} \text{ max}$ en %
μ_Δ	Ductilité maximale atteinte en déplacement (eq. 5.5)
μ_Φ	Ductilité maximale atteinte en courbure (eq. 5.4)
θ	Rotation plastique (en rad)
E_p	Energie dissipée en phase plastique (en kJ)
$\Phi_p \cdot M_y$	Courbure plastique multipliée par le moment de plastification (en kJ)

Comme pour beaucoup de ponts, les parties les plus vulnérables de l'ouvrage sont les colonnes. Les autres éléments particulièrement exposés sont les culées et les appuis, mais du fait de leur grande variabilité d'un pont à l'autre, elles n'ont pas été modélisées. Lors d'un séisme, les ponts adoptent parfois un comportement inélastique. C'est pourquoi la formation de rotules plastiques en pieds de colonnes sera étudiée.

5.2 Calcul des paramètres de ductilité plastique

Afin de pouvoir tracer des courbes hystérétiques normalisées par rapport aux courbures et déplacements plastiques, respectivement Δ_y et ϕ_y , les paramètres de la courbe moment-courbure idéalisée correspondant au modèle élastoplastique seront calculés. Les points critiques associés à ces courbes sont : ϕ'_y , ϕ_y , ϕ_d et ϕ_u (Pan, 2007) [Figure 5.2]. Ces points critiques sont en relation avec le niveau de dommage subi par la colonne au cours d'un tremblement de terre. Le paramètre ϕ'_y indique le début de la phase de plastification. Le moment qui induit la première plastification dans les armatures de la colonne est M_y , défini par l'équation (5.1).

$$M_y = EI_e \phi'_y \quad (5.1)$$

Le point de bifurcation à ϕ_y est associé à la formation d'une rotule plastique au pied de la colonne [Équation (5.2)] (Pan, 2007). Dans ce cas le moment de capacité idéalisé M_n correspond au moment où l'effort de compression longitudinal de la fibre extrême de béton atteint $\epsilon_c = 0,005$ (Priestley, Seible et Calvi, 1996). Pour le modèle idéalisé on confond M_n et M_y (et donc ϕ'_y et ϕ_y).

$$\phi_y = \frac{M_n}{M_y} \phi'_y \quad (5.2)$$

La dégradation de la résistance de la colonne apparaît à ϕ_d , quand le moment maximum M_{max} est atteint. L'écrasement du béton survient à la courbure ultime ϕ_u quand la déformation ultime dans le béton est égale à ϵ_{cu} :

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{C_u} \quad (5.3)$$

où C_u est l'effet de confinement des armatures transversales et peut être calculé sur les bases de l'équivalence énergétique.

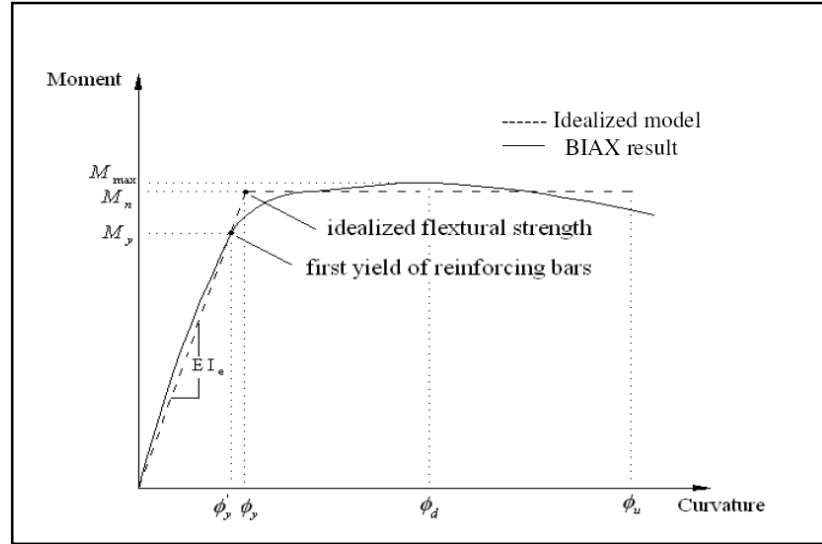


Figure 5.2 Diagrammes moment-courbure réel et idéalisé pour les colonnes de pont.

(Tiré de Pan, 2007)

A l'amorce de la plastification, on a : $\Delta_y = 14,5$ mm, et $\theta_y = 3,6 \cdot 10^{-3}$ rad soit $\phi_y = 5,51$ rad/km avec une hauteur de rotule plastique $L_p = 0,652$ m. Ainsi, avec les paramètres Δ_y et ϕ_y , nous pourrions normaliser les courbes hystérétiques et les déplacements pour déterminer le niveau de ductilité atteint.

Les deux paramètres μ_ϕ et μ_Δ , respectivement facteur de ductilité en courbure et facteur de ductilité en déplacement, dont les définitions sont données dans les équations (5.4) et (5.5), indiquent les ductilités maximales pour chacun des deux cas (Priestley, Seible et Calvi, 1996).

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (5.4)$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_n} + 3(\mu_\phi - 1) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0,5 \frac{L_p}{L}\right) \quad (5.5)$$

$$L_p = 0,08L + 0,022f_y d_{bl} \geq 0,044f_y d_{bl} = 0,652 \text{ m (voir ANNEXE VII)} \quad (5.6)$$

On a donc les résultats suivants, selon que l'on utilise le FEMA 356 (résultats du logiciel SAP2000) ou que l'on calcule les ductilités à partir des courbes du logiciel Response 2000 et des équations données dans l'ouvrage de Priestley (Priestley, Seible et Calvi, 1996) :

SAP2000 (FEMA 356) :

$$\mu_{\phi} = \frac{36,7}{5,51} = 6,66$$

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{71,5}{14,5} = 4,93$$

Response 2000 et calcul d'après les équations de Priestley :

$$\mu_{\phi} = \frac{41}{7,36} = 5,57$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} = \frac{7,36 \times 6^2}{3} = 88,32 \text{ mm}$$

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{1457}{1212} + 3(5,57 - 1) \frac{0,652}{6} \left(1 - 0,5 \times \frac{0,652}{6} \right) = 2,61$$

Une étude a montré que ces différences sont courantes lorsque l'on compare les courbes modèles du FEMA 356 aux résultats de laboratoire (Sezen et Alemdar, 2007). La différence au niveau du Δ_y peut paraître très marquée mais l'étude de Sezen et Alemdar montre que le rapport entre le déplacement plastique mesuré en laboratoire et celui donné par le FEMA pouvait aller au-delà de 7 (dans cette étude le maximum est de 6,09). On remarque que le FEMA est très conservateur pour les valeurs des déplacements et courbures plastiques et ultimes. Dans le cadre de cette étude, et afin de garder le maximum de cohérence, les valeurs du FEMA 356 ont été utilisées, comme pour le calcul de la courbe modèle.

5.3 Résultats des analyses dynamiques linéaires

Par souci de concision seulement quelques figures permettant d'illustrer les résultats et de soutenir la discussion seront présentées dans cette section. Les résultats exhaustifs seront présentés en ANNEXE VIII et ANNEXE IX (pour les résultats des analyses non linéaires).

Dans le cadre de l'analyse linéaire du modèle, la sollicitation sismique a été considérée dans le sens longitudinal ainsi que dans le sens transversal. Les résultats de ces deux analyses seront comparés, en termes d'efforts et de déplacements. A la vue de ceux-ci, et de la probabilité de plastification, on jugera de la nécessité d'une analyse non linéaire dans le sens transversal. Dans chacun des deux cas, les graphiques des analyses dynamiques temporelles ainsi que des tableaux récapitulatifs des valeurs maximales enregistrées seront présentés.

5.3.1 Déplacements en tête de colonnes

Il convient de préciser que le déplacement en tête de colonne est strictement identique au déplacement du tablier du fait des diaphragmes imposés sur le modèle numérique. Dans la réalité des différences mineures pourraient être mesurées.

a) Déplacements pour une sollicitation dans le sens longitudinal

Comme on peut le voir sur la Figure 5.3, les déplacements augmentent fortement lorsque la catégorie d'emplacement devient plus défavorable. En effet, pour le séisme de Nahanni on enregistre un déplacement maximal presque deux fois et demi plus important pour la catégorie de site E que pour la catégorie de site A.

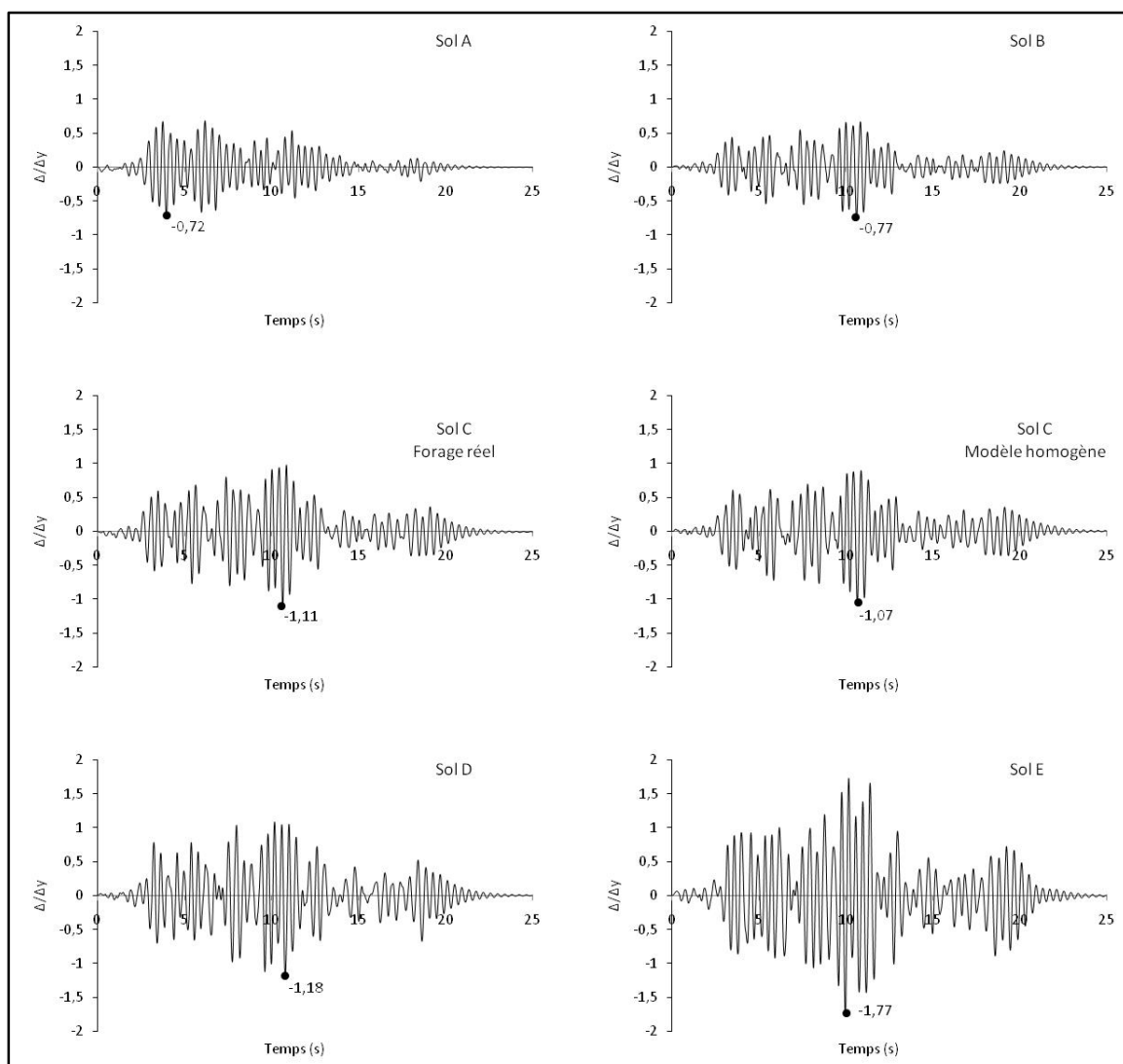


Figure 5.3 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse linéaire longitudinale (Nahanni, Battlement Creek).*

Ces résultats se retrouvent pour tous les accélérogrammes comme le montre le Tableau 5.2. Pour le Saguenay, station Chicoutimi Nord on arrive presque à un facteur de 4 entre le déplacement enregistré pour le site de catégorie A et celui du site de catégorie E. On notera que les différences entre le modèle de sol C basé sur le forage n°545 et le modèle de sol C homogène sont peu marquées et qu'on ne peut déterminer quel est le cas le plus défavorable.

Tableau 5.2

Déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) dans le sens longitudinal

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay						Nahanni ⁽¹⁾	
	Chicoutimi Nord ⁽¹⁾		Les Eboulements ⁽¹⁾		Saint – André ⁽¹⁾			
	Δ_{U1} max	μ_{Δ}	Δ_{U1} max	μ_{Δ}	Δ_{U1} max	μ_{Δ}	Δ_{U1} max	μ_{Δ}
A Au roc	7,99	0,58	9,38	0,68	9,68	0,70	9,97	0,72
B Mod. homogène	9,44	0,68	11,4	0,83	11,1	0,80	10,6	0,77
C REF : forage 545	13,2	0,96	15,6	1,13	15,0	1,09	15,4	1,12
C Mod. homogène	13,4	0,97	16,6	1,20	14,7	1,07	14,8	1,07
D REF : forage 2528	19,9	1,44	20,9	1,51	21,1	1,53	16,4	1,19
E REF : forage 2365	28,2	2,04	28,7	2,08	28,9	2,09	24,4	1,77

⁽¹⁾ Les données relatives aux caractéristiques des accélérogrammes utilisés sont données au Tableau 3.7.**b) Déplacements pour une sollicitation dans le sens transversal**

On peut remarquer [Tableau 5.3] que les déplacements maximaux sont beaucoup plus faibles dans le sens transversal que dans le sens longitudinal. On remarquera également que dans le cas le plus défavorable (Saguenay, Les Eboulements, site E) le déplacement maximal est inférieur à 40% du déplacement de plastification Δ_y établi à 14,5mm. Il semble donc peu probable de voir l'apparition de rotules de plastification dans le sens transversal lors de l'analyse dynamique non linéaire. Cette hypothèse devra être confirmée par l'analyse des moments se développant dans la colonne. En revanche, les données du Tableau 5.2 montrent clairement que dépendamment de la catégorie d'emplacement, les conditions de sollicitation peuvent donner lieu à l'apparition de roues plastiques à la base des colonnes.

Tableau 5.3

Déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) dans le sens transversal

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay						Nahanni ⁽¹⁾	
	Chicoutimi Nord ⁽¹⁾		Les Eboulements ⁽¹⁾		Chicoutimi Nord ⁽¹⁾			
	Δ_{U2} max	μ_{Δ}	Δ_{U2} max	μ_{Δ}	Δ_{U2} max	μ_{Δ}	Δ_{U2} max	μ_{Δ}
A Au roc	2,74	0,20	2,89	0,21	2,17	0,16	2,78	0,20
B Mod. homogène	2,91	0,21	2,93	0,21	2,81	0,20	2,86	0,21
C REF : forage 545	3,68	0,27	4,07	0,29	3,82	0,28	3,62	0,26
C Mod. homogène	3,48	0,25	3,84	0,28	3,70	0,27	3,46	0,25
D REF : forage 2528	4,20	0,30	4,56	0,33	3,95	0,29	4,06	0,29
E REF : forage 2365	4,51	0,33	5,18	0,38	4,51	0,33	4,62	0,33

⁽¹⁾ Les données relatives aux caractéristiques des accélérogrammes utilisés sont données au Tableau 3.7.

Pour faciliter la comparaison des déplacements dans le sens longitudinal et dans le sens transversal, l'échelle a volontairement été gardée identique sur les Figures 5-3 et 5-4. Celles-ci mettent en évidence l'amplification importante des déplacements dans le cas d'un site de catégorie E comparativement à un de catégorie A. Cependant on remarque que le déplacement maximal pour un site de catégorie E n'est qu'une fois et demie supérieur au déplacement maximal pour un site de catégorie A dans le cas d'une sollicitation transversale, alors que ce facteur peut atteindre une valeur de 4 dans le cas d'une sollicitation longitudinale.

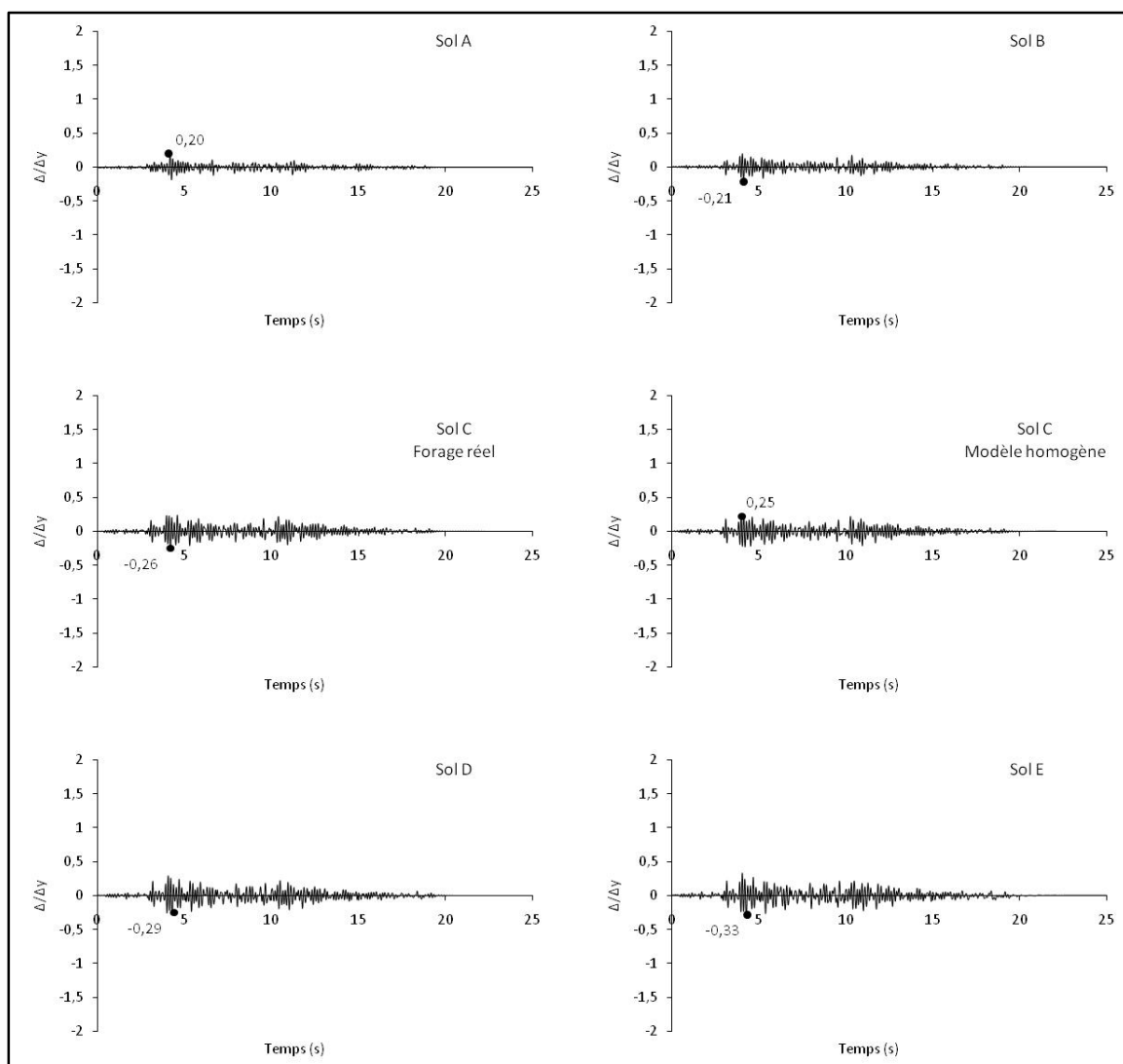


Figure 5.4 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse linéaire transversale (Nahanni, Battlement Creek).*

On peut s'apercevoir que plus la catégorie d'emplacement est défavorable, plus les déplacements transversaux sont relativement faibles par rapport aux déplacements longitudinaux. En effet, le déplacement longitudinal est environ trois fois plus grand que le déplacement transversal pour un site de catégorie A, alors qu'il est cinq à six fois plus grand pour un site de catégorie E.

5.3.2 Efforts dans les colonnes

a) Efforts pour une sollicitation dans le sens longitudinal

On peut remarquer [Tableau 5.4] que les moments sont d'autant plus importants que la catégorie d'emplacement va de A vers E. Ces résultats sont aussi visibles sur la Figure 5.5. On peut remarquer que le moment maximal enregistré pour le site de catégorie E est presque quatre fois plus important que celui calculé pour les sites de catégorie A. On note de plus que l'on est très proche du moment de plastification M_y dans le cas des sols C (forage n°545) et C homogène. À ce sujet, on peut s'apercevoir [Tableau 5.4] que ce moment de plastification est parfois dépassé dans le cas de ces deux types de sol (pour tous les séismes autres que Saguenay, Chicoutimi Nord). On peut donc s'attendre à observer la formation de rotules plastiques en pied de colonnes pour ces types de sol lors des analyses dynamiques non linéaires.

Tableau 5.4

Moments maximaux (en kN.m) pour une sollicitation sismique dans le sens longitudinal

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay						Nahanni ⁽¹⁾	
	Chicoutimi Nord ⁽¹⁾		Les Eboulements ⁽¹⁾		Saint - André			
	M _{U1} max	M _{U1} max/My	M _{U1} max	M _{U1} max/My	M _{U1} max	M _{U1} max/My	M _{U1} max	M _{U1} max/My
A Au roc	694	0,55	814	0,64	841	0,66	866	0,68
B Mod. homogène	820	0,65	985	0,78	966	0,76	917	0,72
C REF : forage 545	1147	0,90	1358	1,07	1301	1,02	1335	1,05
C Mod. homogène	1161	0,91	1311	1,03	1279	1,01	1285	1,01
D REF : forage 2528	1728	1,36	1815	1,43	1833	1,44	1420	1,12
E REF : forage 2365	2452	1,93	2494	1,96	2510	1,98	2116	1,67

⁽¹⁾ Les données relatives aux caractéristiques des accélérogrammes utilisés sont données au Tableau 3.7.

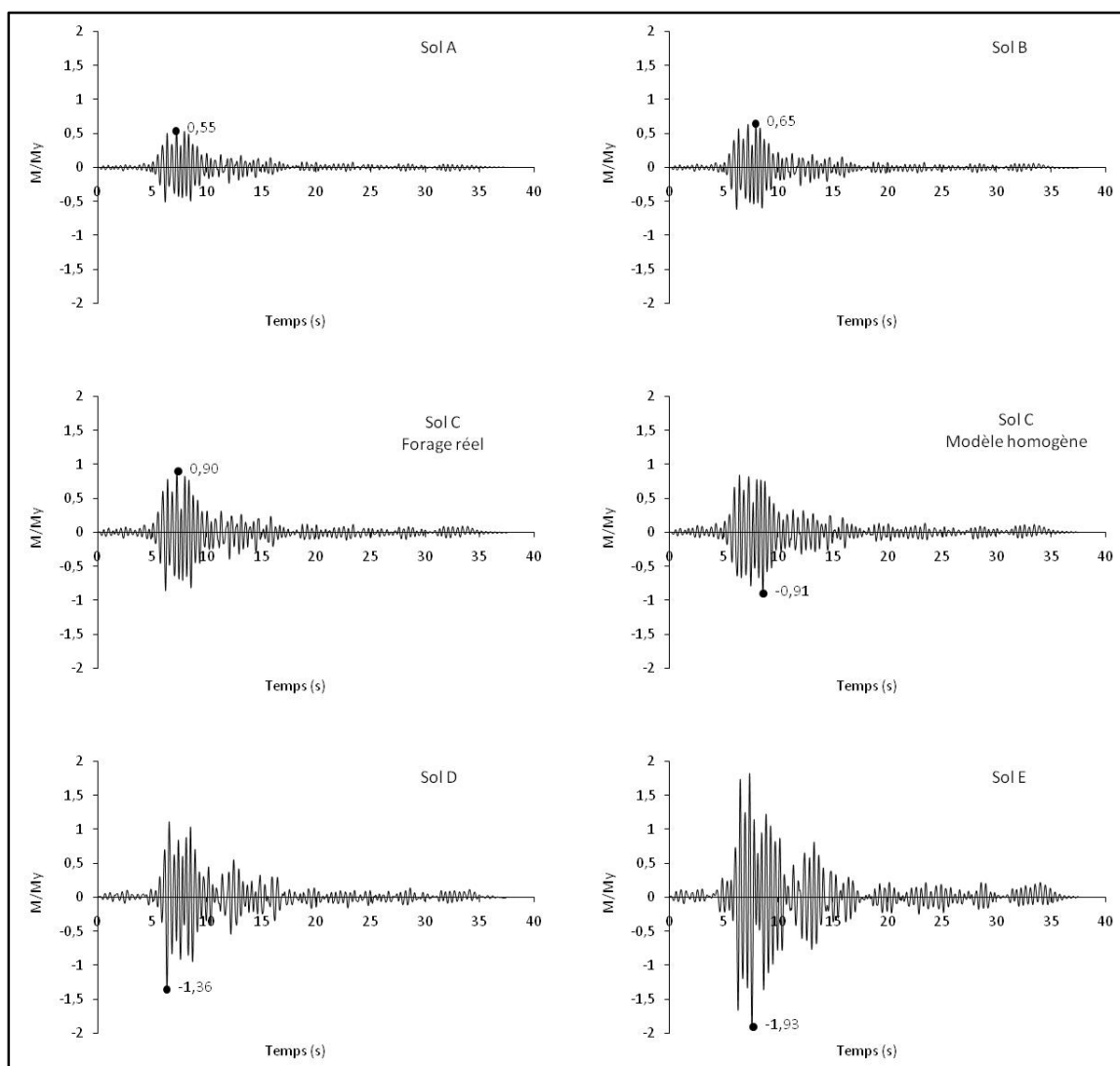


Figure 5.5 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse linéaire longitudinale (Saguenay, Chicoutimi Nord).

b) Efforts pour une sollicitation dans le sens transversal

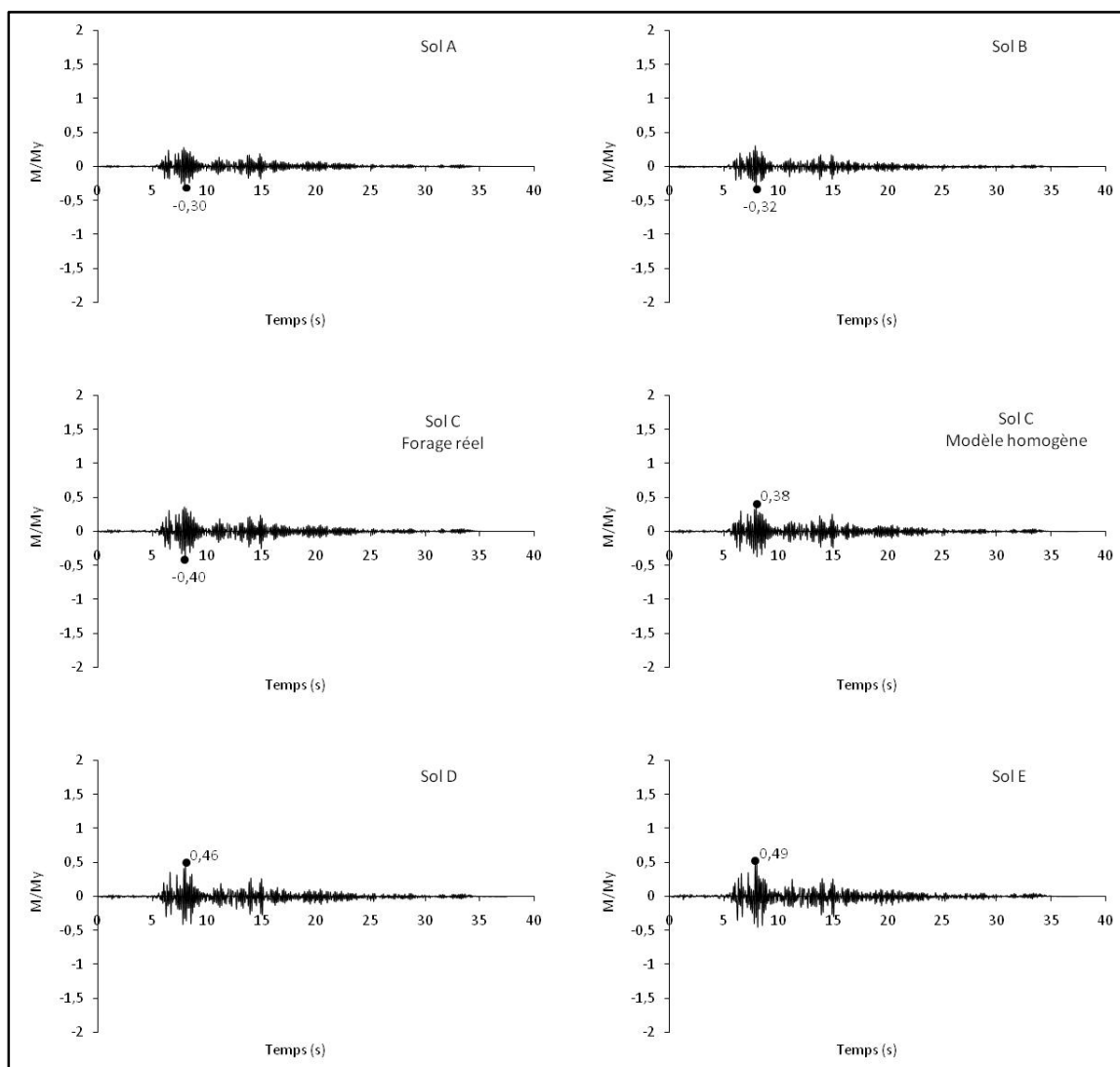


Figure 5.6 *Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse linéaire transversale (Saguenay, Chicoutimi Nord).*

On remarque que l'écart entre le moment maximal calculé dans la colonne pour un site de catégorie A et un site de catégorie E est moins important que dans le cas d'une sollicitation longitudinale (de l'ordre de 1,7 au lieu de 4).

Tableau 5.5

Moments maximaux (en kN.m) pour une sollicitation sismique dans le sens transversal

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay						Nahanni	
	Chicoutimi Nord		Les Eboulements		Saint - André			
	M _{U2} max	M _{U2} max /My	M _{U2} max	M _{U2} max /My	M _{U2} max	M _{U2} max /My	M _{U2} max	M _{U2} max /My
A Au roc	381	0,30	403	0,32	302	0,24	386	0,30
B Mod. homogène	405	0,32	408	0,32	390	0,31	398	0,31
C REF : forage 545	512	0,40	566	0,45	532	0,42	504	0,40
C Mod. homogène	484	0,38	534	0,42	515	0,41	481	0,38
D REF : forage 2528	585	0,46	635	0,50	550	0,43	566	0,45
E REF : forage 2365	627	0,49	720	0,57	627	0,49	643	0,51

Le Tableau 5.5, montre que les moments maximaux sont assez faibles en comparaison du moment de plastification M_y (maximum 57% sur un site de catégorie E pour le Saguenay, station les Eboulements). On peut donc raisonnablement penser qu'il n'y aura pas de plastification de la colonne pour une sollicitation dans le sens transversal.

5.4 Résultats des analyses dynamiques non-linéaires

Dans le cadre des analyses dynamiques non linéaires, seules les sollicitations dans le sens longitudinal seront considérées. D'autre part, du fait du phénomène de plastification, les moments maximaux seront très proches (légèrement supérieurs) au moment de plastification M_y . Ces résultats ne présentent pas grand intérêt et ne seront donc pas présentés dans ce mémoire.

5.4.1 Déplacements en tête de colonnes

Afin de se rendre mieux compte de l'apparition du phénomène de plastification, les déplacements sont normalisés par rapport au Δ_y , déplacement élastique maximum avant

l'entrée dans le palier plastique. Lorsque μ_{Δ} est supérieur à 1 on a une plastification (en gras dans le Tableau 5.6).

Tableau 5.6

Déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) dans le sens longitudinal (analyse non linéaire)

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay						Nahanni	
	Chicoutimi Nord		Les Eboulements		Saint - André			
	Δ_{U1} max	μ_{Δ}	Δ_{U1} max	μ_{Δ}	Δ_{U1} max	μ_{Δ}	Δ_{U1} max	μ_{Δ}
A Au roc	8,00	0,55	9,42	0,65	9,75	0,67	9,96	0,69
B Mod. homogène	9,44	0,65	11,4	0,79	11,3	0,78	10,6	0,73
C REF : forage 545	13,2	0,91	15,8	1,09	15,2	1,05	15,4	1,06
C Mod. homogène	13,3	0,92	16,8	1,16	14,9	1,03	14,8	1,02
D REF : forage 2528	21,0	1,45	18	1,24	22,4	1,54	17,1	1,18
E REF : forage 2365	32,3	2,23	23,5	1,62	25,9	1,79	21,1	1,46

On peut aisément remarquer que pour les catégories d'emplacement A, B, les déplacements restent bien en deçà de la limite de plastification [Tableau 5.6]. Les valeurs maximales en déplacement atteignent environ 60 à 80% du Δ_y . En revanche, on peut remarquer une plastification dans le cas des sites C (sauf pour Saguenay, Chicoutimi Nord), D et E. Les déplacements permanents pour chaque accélérogramme et chaque classe de site sont indiqués dans le Tableau 5.7 de la section 5.4.2.

Comme on peut le voir sur la Figure 5.7, la plastification ne survient qu'à partir du sol C. On remarque que celle-ci est plus importante lorsque le sol est meuble (catégorie d'emplacement E), ceci paraît normal car les pseudo-accélérations spectrales des spectres uniformes de risque sismique sont d'autant plus grandes que la qualité du sol se dégrade.

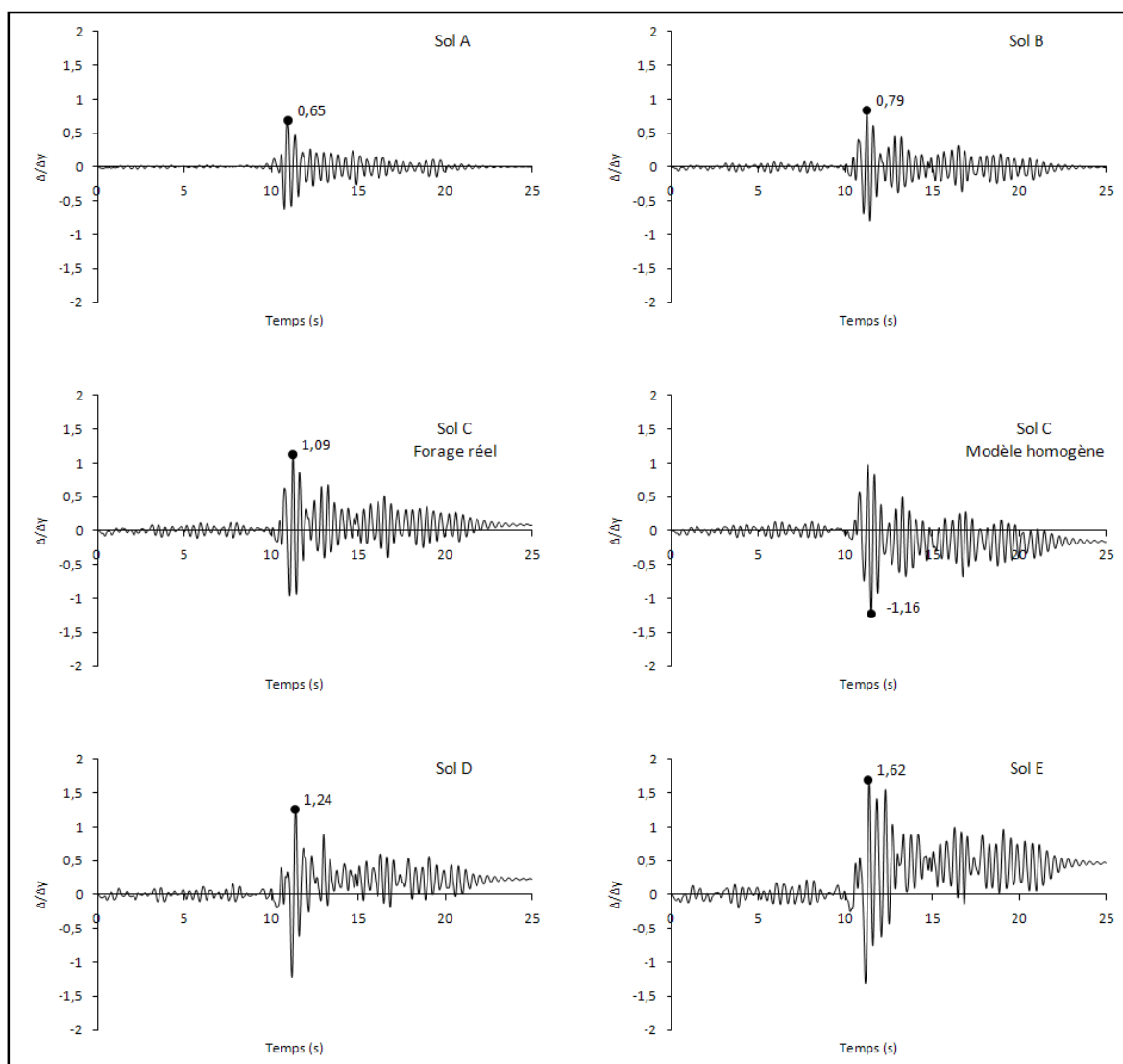


Figure 5.7 *Déplacements normalisés, enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse non - linéaire (Saguenay, Les Éboulements).*

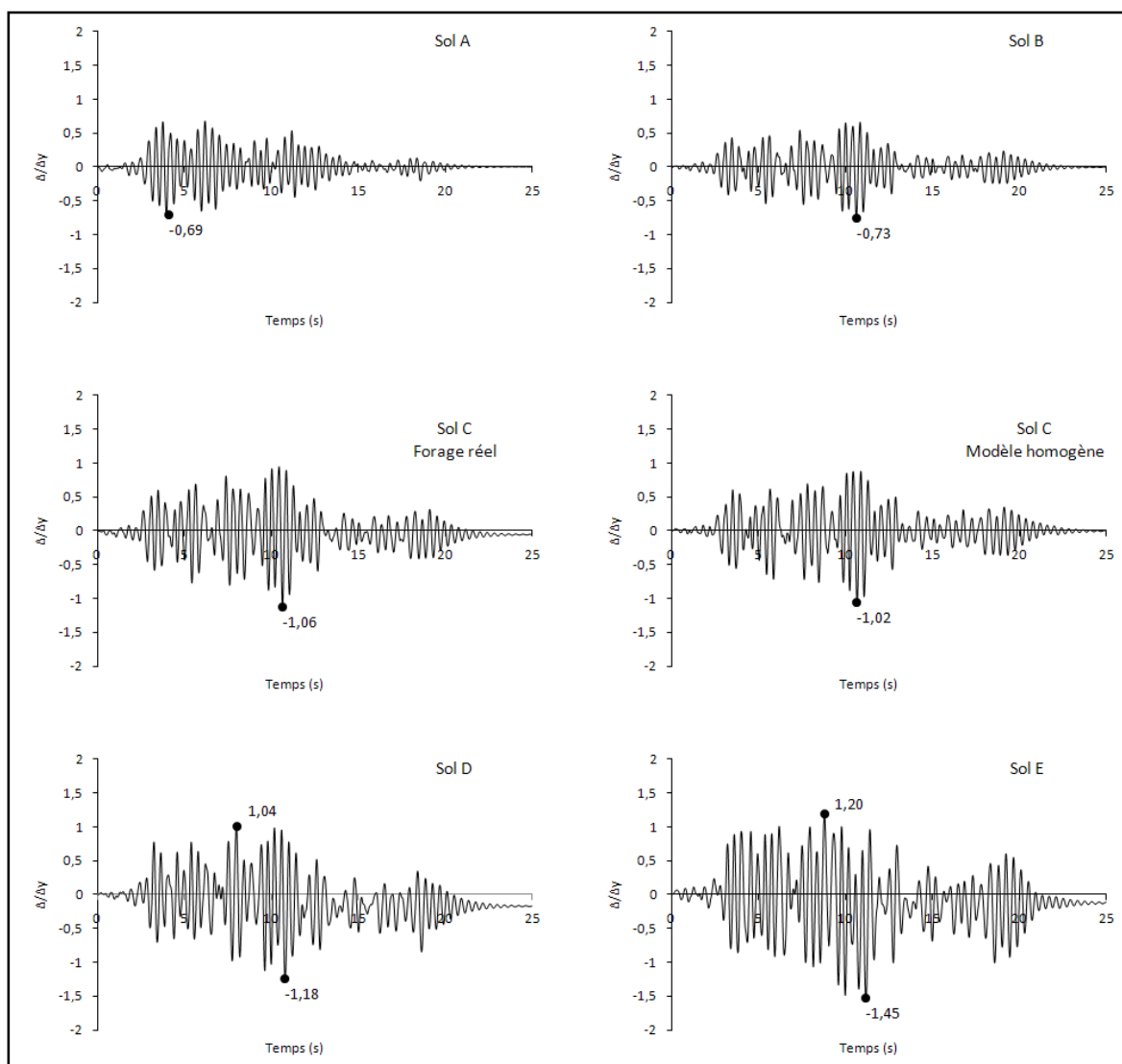


Figure 5.8 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque catégorie de site lors de l'analyse non - linéaire longitudinale (Nahanni, Battlement Creek).*

Contrairement à ce qu'on a pu remarquer dans la Figure 5.7, la Figure 5.8 montre que le déplacement permanent est plus faible pour un site de catégorie E que pour un site de catégorie D dans le cas du séisme de Nahanni. Pour le site de catégorie E on a un pic de déplacement positif assez élevé avant le pic maximal négatif : on a donc une plastification dans le sens positif avant celles dans le sens négatif. Ainsi le déplacement permanent

résultant est plus faible que dans le cas d'un site de catégorie D, alors que l'énergie dissipée en phase plastique est probablement plus importante.

5.4.2 Déplacements permanents enregistrés

Le Tableau 5.7 récapitule les déplacements permanents enregistrés pour toutes les analyses non linéaires. Comme le montrent les Figures 5-7 et 5-8, le phénomène de plastification n'apparaît qu'à partir du site C (sauf pour Saguenay, Chicoutimi Nord). De même, comme cela a été évoqué dans la section 5.2, les différences entre le sol C basé sur le forage n°545 et le modèle de sol homogène sont peu marquées. Là encore on ne peut dire lequel est le plus défavorable.

Tableau 5.7

Déplacements permanents (en mm) enregistrés en tête de colonne lors des analyses non linéaires

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay						Nahanni	
	Chicoutimi Nord		Les Eboulements		Saint - André			
	Δ_{UIP}	% Δy	Δ_{UIP}	% Δy	Δ_{UIP}	% Δy	Δ_{UIP}	% Δy
A Au roc	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0
B Mod. homogène	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0
C REF : forage 545	0	0,0	1	6,9	0,1	0,7	0,8	5,5
C Mod. homogène	0	0,0	2,3	15,9	0,5	3,4	0	0,0
D REF : forage 2528	6,2	42,8	3,2	22,1	4,6	31,7	2,3	15,9
E REF : forage 2365	17	117,2	6,4	44,1	4	27,6	1,6	11,0

On remarque que dans le cas de Nahanni et Saguenay Saint-André, les déplacements permanents sont plus faibles pour le site de catégorie E que pour le site de catégorie D. Cet état de fait est dû aux déformations successives dans le sens positif et dans le sens négatif au niveau de la rotule plastique.

Enfin, le cas du Saguenay, station Chicoutimi Nord présente quelques singularités. En effet, si le phénomène de plastification n'apparaît pas sur sol C ou C homogène, on remarque que les déformations permanentes sont beaucoup plus élevées que pour les autres accélérographes sur site D et E. Nous chercherons à savoir à quoi le phénomène est dû en analysant les diagrammes moment-courbure et force-déplacement, ainsi que les courbes énergétiques du système et des séismes associés.

5.4.3 Courbes hystérétiques des rotules plastiques

a) Diagrammes force-déplacement

Afin de mieux rendre compte de l'apparition du phénomène de plastification, les déplacements sont normalisés par rapport au Δ_y , déplacement élastique maximum avant l'entrée dans le palier plastique.

La Figure 5.9 met en évidence que le phénomène de plastification n'apparaît qu'à partir du site C et s'amplifie grandement lorsque la qualité du sol se détériore. On peut remarquer que la ductilité finale n'est pas beaucoup plus importante pour un site de catégorie E que pour un site de catégorie D, mais on peut voir graphiquement que le nombre de boucle d'hystérésis est beaucoup plus élevé dans le cas d'un site de catégorie E. On peut donc dire que l'énergie dissipée dans la rotule pour un site de catégorie E est plus importante même si en apparence la déformation plastique n'est pas beaucoup plus grande. Cette hypothèse devra être confirmée par l'analyse énergétique du système [Section 5.4.4].

Les diagrammes force-déplacement sont très similaires aux diagrammes moment-courbure et nous analyserons uniquement ces derniers dans les détails afin d'éviter une redondance de la discussion.

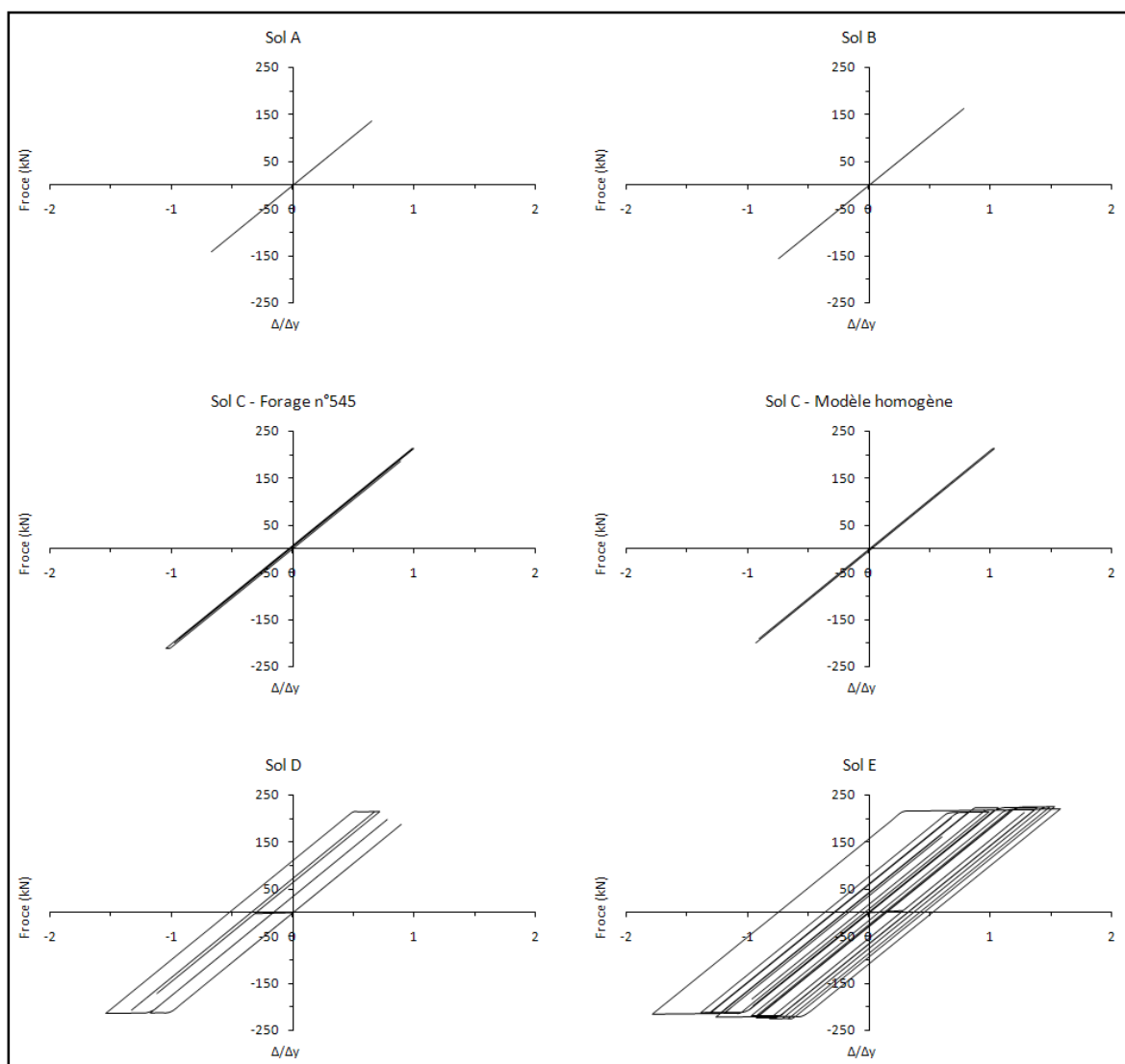


Figure 5.9 *Diagrammes moment – déplacement normalisés pour les différentes classes catégorie de site (Saguenay, Saint-André).*

b) Diagrammes moment-courbure

Afin de mieux rendre compte de l'apparition du phénomène de plastification, les diagrammes sont normalisés par rapport au Φ_y , courbure élastique maximale avant l'entrée dans le palier plastique.

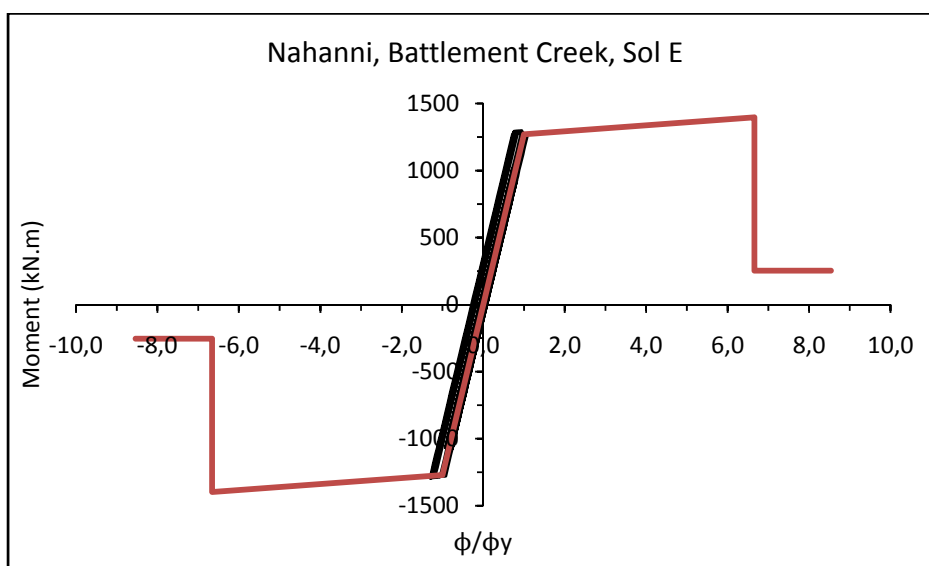


Figure 5.10 *Diagramme moment-courbure de Nahanni sur un site de catégorie E avec la courbe modèle de SAP2000.*

La Figure 5.10 montre le diagramme moment-courbure enregistré pour le séisme de Nahanni sur site E. On peut remarquer que l'ouvrage est assez peu sollicité et qu'on est loin de la ductilité maximale en courbure.

On a pu voir dans le Tableau 5.7 que le déplacement permanent était plus important sur un site de catégorie D que sur un site de catégorie E pour le cas de Nahanni et du Saguenay, station Saint – André. La Figure 5.11 permet de voir que la colonne est plus fortement sollicitée sur un site de catégorie E que sur un site de catégorie D. Cependant, on remarque également que dans le cas du site de catégorie D on n'enregistre pas de rotation plastique dans le sens positif. Sur un site de catégorie E, les rotations plastiques sont quasiment aussi importantes dans le sens positif que dans le sens négatif, ce qui conduit à un déplacement permanent final plus petit que dans le cas d'un site de catégorie D.

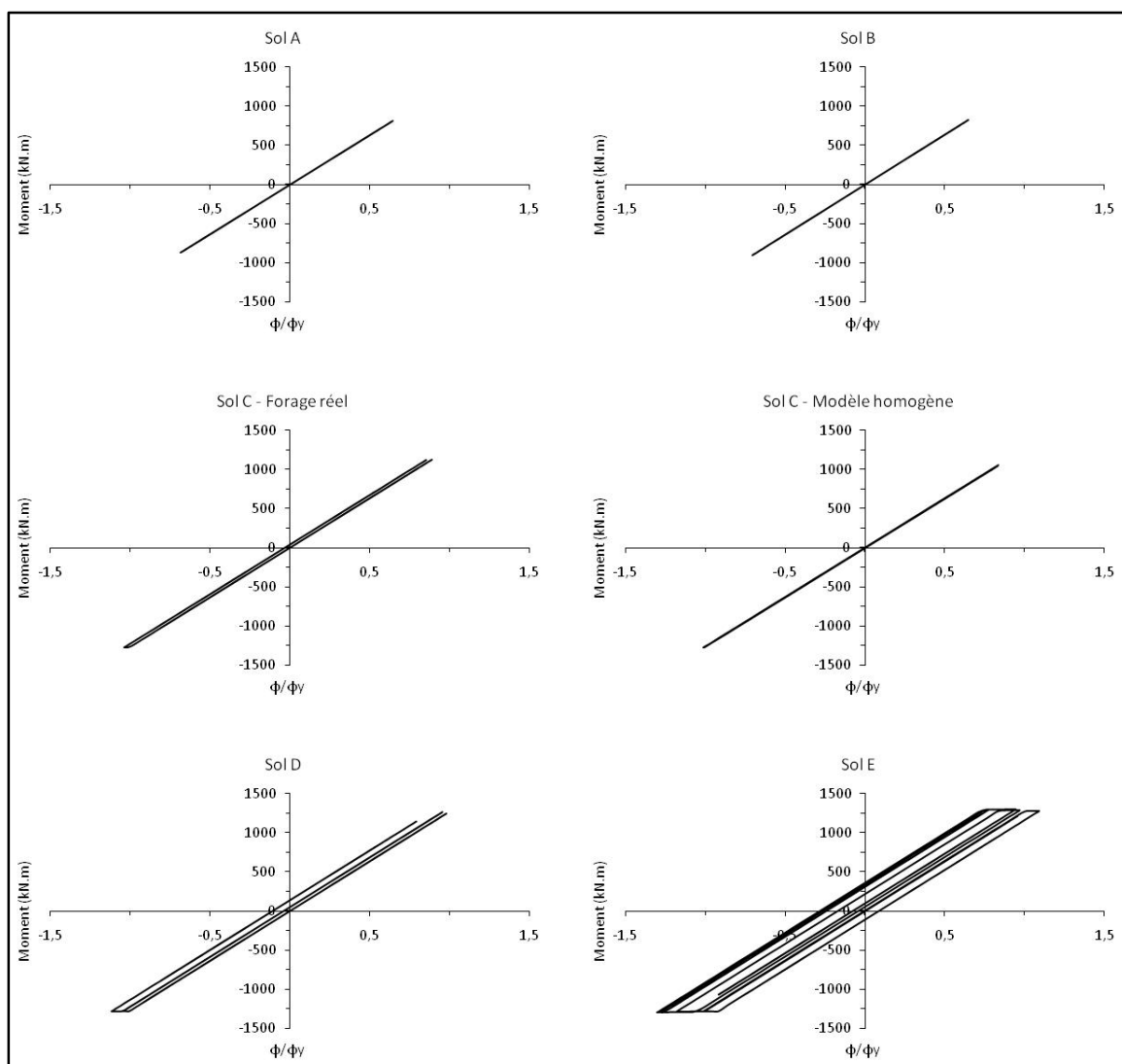


Figure 5.11 *Diagrammes moment-courbure normalisés pour les différentes catégories de site (Nahanni, Battlement Creek).*

Dans la section 5.4.2 nous avons attiré l'attention sur le cas particulier du Saguenay, station Chicoutimi Nord. En effet, les déplacements permanents sont beaucoup plus importants que pour les trois autres séismes. En comparant les diagrammes moment-courbure, on se rend compte que le nombre de boucles hystérétiques est beaucoup moins élevé pour ce séisme que ce soit sur un site de catégorie D ou sur un site de catégorie E. Ainsi on peut dire que si le déplacement permanent est plus important pour ce séisme particulier, c'est sans doute à cause de cette particularité. Ce phénomène sera discuté à la section 5.4.4.

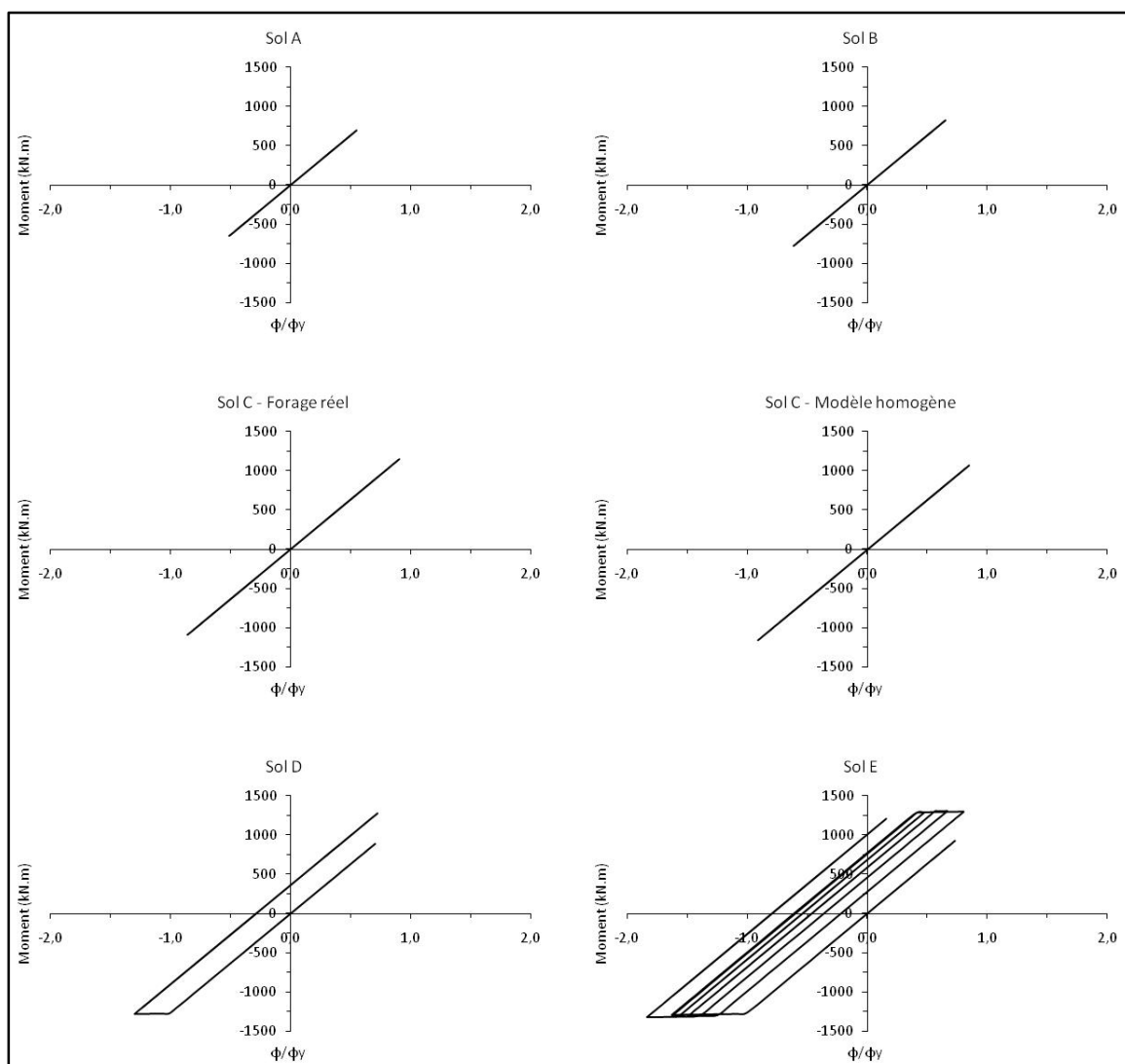


Figure 5.12 *Diagrammes moment-courbure normalisés pour les différentes catégories de site (Saguenay, Chicoutimi Nord).*

c) Comparaison des ductilités atteintes par le système en déplacement et en courbure

Le Tableau 5.8 présente les ductilités atteintes en déplacement et en courbure. On peut remarquer que ces deux types de ductilité sont identiques tant que l'on reste dans le domaine élastique (aux erreurs d'arrondi près), et qu'elles diffèrent dès lors que l'on rentre dans la phase plastique. Ceci est normal : la ductilité en courbure est reliée à la réponse d'une section individuelle et dépend de ses armatures et des forces appliquées alors que la ductilité en

déplacement est reliée à la réponse de la structure entière ainsi qu'à sa géométrie (Priestley, Seible et Calvi, 1996). La relation entre la ductilité en déplacement et la ductilité en courbure dépend de la géométrie de la structure.

Tableau 5.8

Comparaison des ductilités en déplacement et en rotation

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay						Nahanni	
	Chicoutimi Nord		Les Eboulements		Saint-André			
	μ_{Δ}	μ_{Φ}	μ_{Δ}	μ_{Φ}	μ_{Δ}	μ_{Φ}	μ_{Δ}	μ_{Φ}
A Au roc	0,55	0,55	0,65	0,64	0,67	0,67	0,69	0,68
B Mod. homogène	0,65	0,65	0,79	0,78	0,78	0,77	0,73	0,72
C REF : forage 545	0,92	0,91	1,09	1,06	1,05	1,03	1,06	1,04
C Mod. homogène	0,92	0,91	1,16	1,11	1,03	1,02	1,02	1,01
D REF : forage 2528	1,45	1,30	1,24	1,16	1,55	1,37	1,18	1,12
E REF : forage 2365	2,23	1,83	1,62	1,40	1,79	1,53	1,45	1,31

Les niveaux de ductilités atteints sont importants : on peut les comparer aux ductilités maximales que peut supporter l'ouvrage (en déplacement et en courbure) et par la suite déterminer le niveau de sécurité de l'ouvrage [Tableau 5.9]. Dans le cas de cette étude, comme la courbe moment-courbure du FEMA 356 est utilisée, nous avons considéré les niveaux de sécurité de cette norme, donnés dans le Tableau 5.9.

Les niveaux de sécurité sont : *Immediate Occupancy* (IO), *Life Safety* (LS) et *Collapse Prevention* (CP). Au-delà du niveau CP, le pont s'écroule. On remarque [Tableau 5.8] que l'on est loin d'atteindre les niveaux LS et CP pour la ductilité en courbure. Par contre on se situe dans le palier entre les niveaux IO et LS pour les cas repérés en gras dans le Tableau 5.8. Ainsi on peut dire que sur les sites de catégorie E, ainsi que sur les sites de catégorie D dans certains cas, la survie de l'ouvrage n'est pas mise en question mais des réparations importantes voire une reconstruction devront être envisagées.

Tableau 5.9

Niveaux de sécurité définis par le FEMA 356

		μ_{Δ}	μ_{Φ}
Elastique	%	1	1
Immediate Occupancy (IO)	20	1,79	2,13
Life Safety (LS)	80	4,14	5,53
Collapse Prevention (CP)	100	4,93	6,66

5.4.4 Justification des résultats précédents par des considérations énergétiques

Afin de justifier les résultats particuliers des sections précédentes (comme par exemple les cas où les déplacements permanents sont plus faibles sur site de catégorie E que sur site de catégorie D), des considérations énergétiques seront prises en compte. L'énergie dissipée en phase plastique, l'énergie dissipée par le système, et enfin l'énergie des signaux sismiques utilisés seront calculées. Pour toutes ces courbes énergétiques seuls les cas des sites de classe D et E, qui sont les types de site où les plastifications sont les plus importantes, seront considérés.

Tout d'abord, le Tableau 5.10 permet de comparer les rotations plastiques totales enregistrées dans le sens positif et dans le sens négatif ainsi que les énergies dissipées dans la phase plastique. La courbure permanente (Φ_p) est celle que l'on peut mesurer sur l'ouvrage après le séisme. Cette courbure a été multiplié par M_y , le moment de plastification, afin d'obtenir un paramètre comparable à l'énergie dissipée en phase plastique. L'énergie dissipée en phase plastique correspond à la **somme des valeurs absolues** des courbures plastiques multipliée par le moment de plastification. Le paramètre $\Phi_p.M_y$ est la **somme algébrique** des courbures plastiques multipliée par le moment de plastification.

Si les déformations se font toutes dans le même sens, on aura $E_p = |\Phi_p.M_y|$, et la courbure permanente mesurable sur l'ouvrage sera représentative de l'énergie qui a été dissipée en phase plastique. Par contre, si on enregistre autant de déformations dans un sens que dans

l'autre, $\Phi_p.M_y$ sera nul : la courbure apparente est nulle, mais de l'énergie a été dissipée en phase plastique ce qui a vraisemblablement endommagé l'ouvrage. Ainsi, plus l'écart entre E_p et $\Phi_p.M_y$ est grand, moins la courbure permanente est représentative de l'énergie dissipée en phase plastique. Ainsi on peut parfois observer que les courbures permanentes sont plus faibles sur site de catégorie E alors que l'ouvrage est plus fortement sollicité [Figure 5.13].

On peut remarquer que pour le séisme du Saguenay, station Chicoutimi Nord, la rotation plastique est presque deux fois et demie plus importante dans le sens négatif que dans le sens positif. On peut également observer que le séisme du Saguenay, station Saint-André, est le plus défavorable énergétiquement sur sols D et E. Cependant, la courbure permanente pour ce séisme est assez faible du fait du faible écart entre les rotations plastiques dans le sens positif et dans le sens négatif (9%). Ces résultats sont également visibles graphiquement sur les diagrammes moment-courbure : le nombre de boucles hystérétiques est plus élevé pour le Saguenay, station Saint – André (voir figure IX-4 en ANNEXE IX).

On peut également souligner le fait que dans tous les cas, les énergies dissipées en phase plastique pour les sites de catégorie E sont plus élevées que celles des sites de catégorie D, bien que parfois le déplacement permanent soit plus important pour un emplacement de catégorie D que pour un emplacement de catégorie E [Figure 5.13 et Tableau 5.10].

Ainsi une simple mesure du déplacement permanent sur un ouvrage ayant subi un séisme ne peut indiquer le niveau d'endommagement de la structure. En effet les déformations plastiques successives peuvent avoir des effets néfastes dans la réalité puisque l'on observe en général une dégénérescence de la résistance des matériaux.

Tableau 5.10

Rotations plastiques (en rad.10^{-3}) enregistrées et énergies dissipées (en phase plastique) dans les rotules plastiques

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay												Nahanni			
	Chicoutimi Nord				Les Eboulements				Saint - André							
	$\theta > 0$ (rad.10 ⁻³)	$\theta < 0$ (rad.10 ⁻³)	$\Phi_p.M_y$ (kJ)	Ep (kJ)	$\theta > 0$ (rad.10 ⁻³)	$\theta < 0$ (rad.10 ⁻³)	$\Phi_p.M_y$ (kJ)	Ep (kJ)	$\theta > 0$ (rad.10 ⁻³)	$\theta < 0$ (rad.10 ⁻³)	$\Phi_p.M_y$ (kJ)	Ep (kJ)	$\theta > 0$ (rad.10 ⁻³)	$\theta < 0$ (rad.10 ⁻³)	$\Phi_p.M_y$ (kJ)	Ep (kJ)
A Au roc	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B Mod. homogène	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
C REF : forage 545	0	0	0	0	0,184	0	0,36	0,36	0,036	0,083	-0,09	0,23	0	0,116	-0,23	0,23
C Mod. homogène	0	0	0	0	0	0,352	-0,69	0,69	0,039	0	0,08	0,08	0	0,018	-0,04	0,04
D REF : forage 2528	0	1,034	-2,02	2,02	0,879	0,437	0,86	2,57	0,531	1,276	-1,45	3,53	0	0,392	-0,76	0,76
E REF : forage 2365	1,985	4,845	-5,58	13,32	2,302	1,237	2,08	6,90	7,023	6,401	1,21	26,19	1,61	1,892	-0,55	6,83

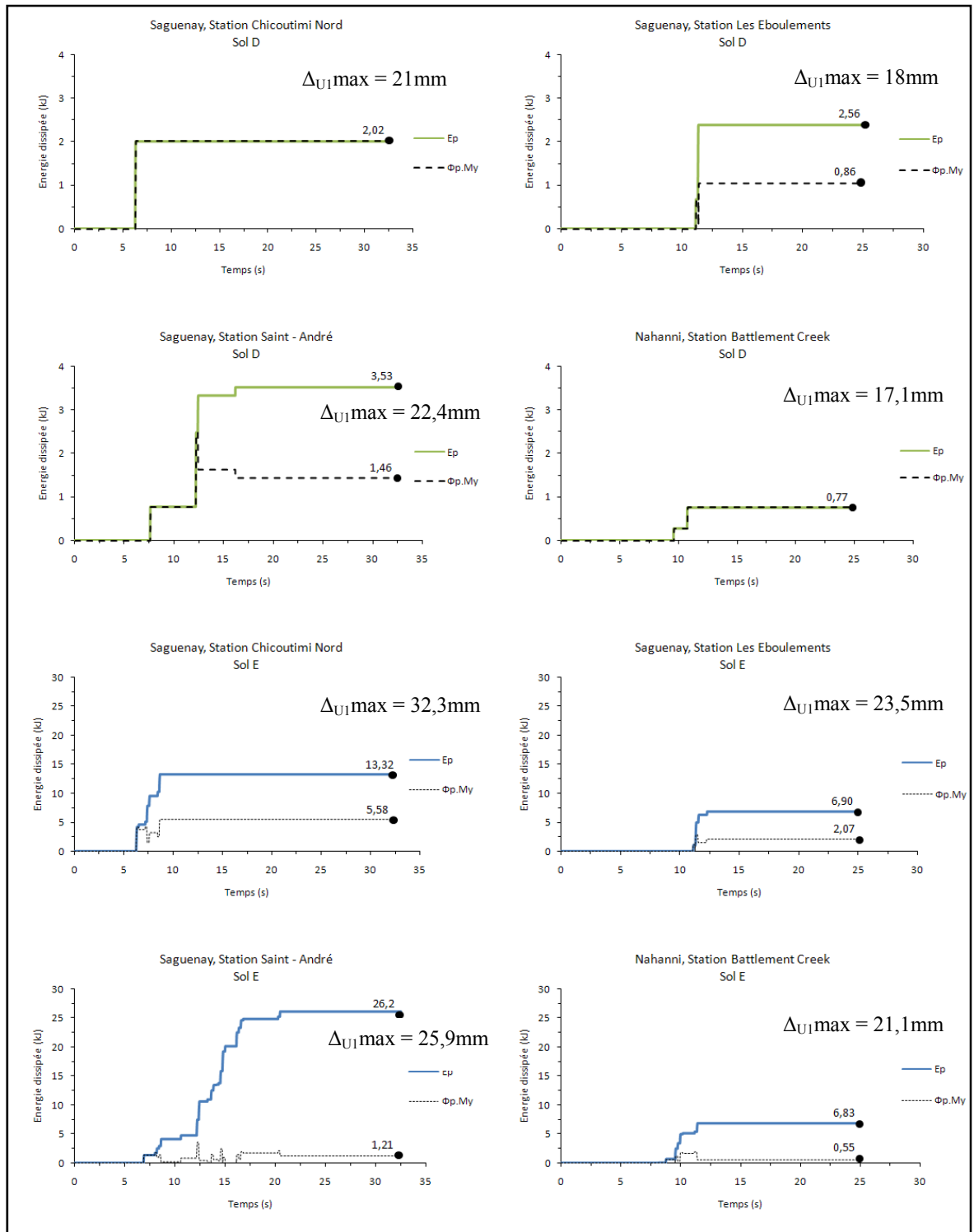


Figure 5.13 Énergies dissipées dans le domaine plastique pour les sites D et E.

La Figure 5.14 représente les énergies dissipées dans le système, en phase plastique et en phase élastique. On peut remarquer que l'énergie totale dissipée par le système soumis au séisme de Nahanni est plus élevée que celle engendrée par le séisme du Saguenay, station Chicoutimi Nord sur sol D (313 kJ vs 213 kJ) et presque égal sur sol E (522 kJ vs 504 kJ). Or l'énergie dissipée en phase plastique [Figure 5.13] par l'ouvrage sollicité par le séisme du Saguenay, station Chicoutimi Nord est respectivement 3 et 2 fois plus importante sur les sites de catégorie D et E. Nous pouvons donc supposer que les énergies dissipées en phase plastique et en phase élastique ne sont pas liées, et que le niveau d'énergie d'un séisme est sans doute en relation avec l'énergie dissipée au total mais pas avec celle dissipée en phase plastique. Il convient donc de s'intéresser aux caractéristiques énergétiques des signaux sismiques qui sont utilisés sur ces deux types de site afin de soutenir ou d'invalider ces hypothèses.

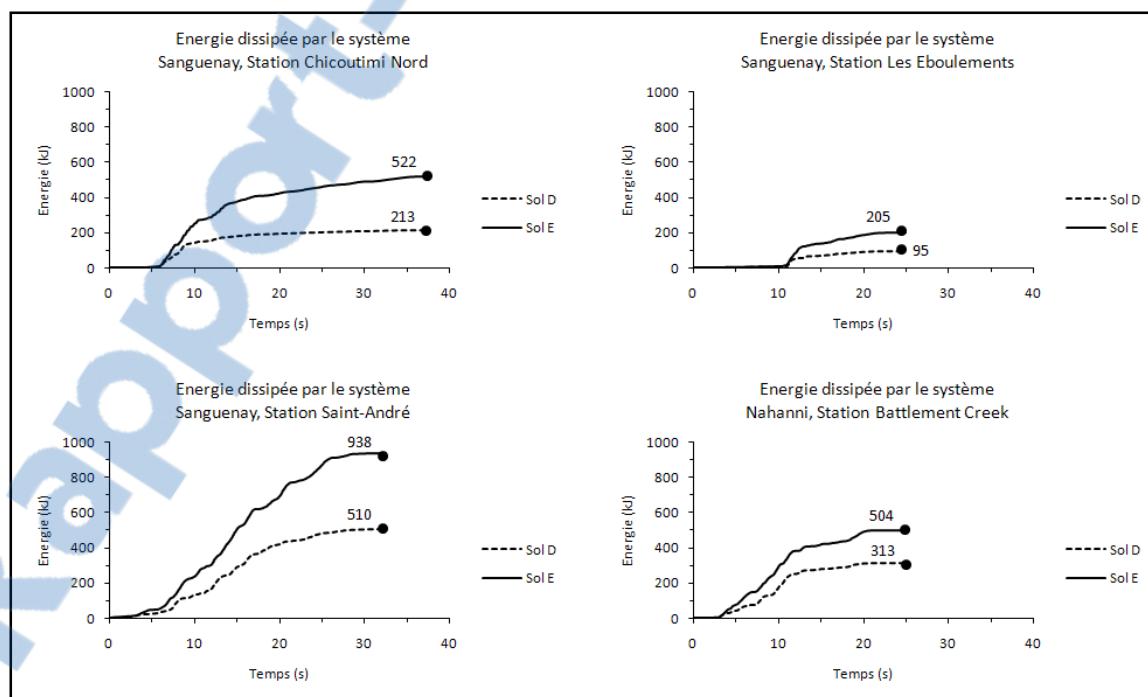


Figure 5.14 Énergies dissipées dans le système (phases élastique et plastique).

Les énergies des signaux sismiques ont été calculées d'après l'intégrale d'Arias [Équation (5.7)] (Arias, 1969). En général la croissance de l'intégrale décrite dans l'équation (5.7) est rapide à son début, et ensuite elle tend asymptotiquement vers sa valeur finale. La durée pendant laquelle l'intégrale croît rapidement est appelée « *strong-motion duration* » et correspond à la durée de dissipation de 90% de l'énergie sur le site, entre les cinq premiers et les cinq derniers pourcents [Figure 5.15]. C'est la durée pendant laquelle le séisme est le plus énergétique. Cette durée, notée t_d , augmente avec la magnitude, la distance épacentrale, la profondeur et les dimensions des couches sédimentaires à travers lesquelles les ondes se propagent (Trifunac, 2008).

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_d} a^2(t) dt \quad (5.7)$$

où I_A représente l'énergie du signal sismique, g l'accélération gravitaire de la terre, a l'accélération enregistrée au sol (en g) et t_d la durée à 90%.

Trifunac a mis au point une autre méthode d'évaluation de l'énergie d'un signal sismique [Équation (5.8)] (Trifunac, 2008):

$$\int_0^{t_d} v^2(t) dt \quad (5.8)$$

où v représente la vitesse enregistrée au sol (en m/s) et t_d la durée à 90%.

On peut également calculer la puissance incidente maximale [Équation (5.9)] (Trifunac, 2008):

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_0^{t_d} v^2(t) dt \quad (5.9)$$

La durée et la puissance maximale sont d'un intérêt tout particulier pour l'estimation des demandes maximales sur les structures (Trifunac, 2008).

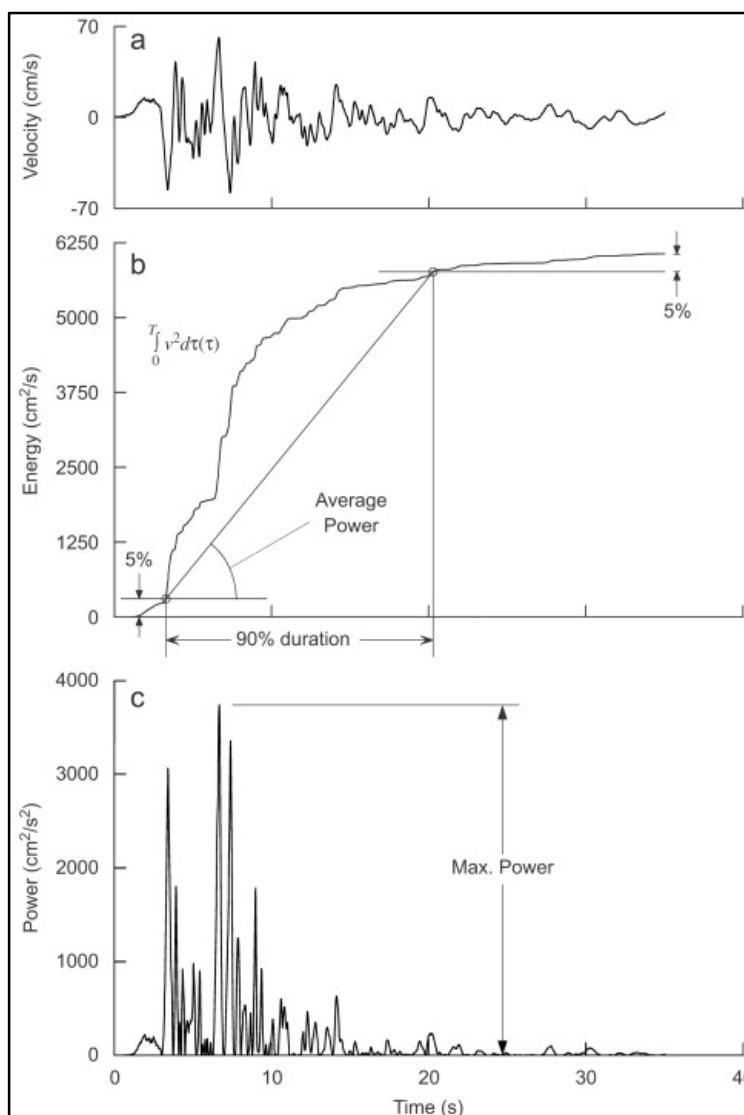


Figure 5.15 *Vélocité, énergie et puissance du séisme de Northridge, 1994.*
(Tiré de Trifunac, 2008)

La Figure 5.16 montre les énergies des signaux sismiques utilisés dans le cadre de l'étude pour les sols D et E. On remarque que les deux séismes les plus énergétiques sont Nahanni et Saguenay, station Saint-André alors que les déplacements et rotations sont maximaux pour Saguenay, Chicoutimi Nord.

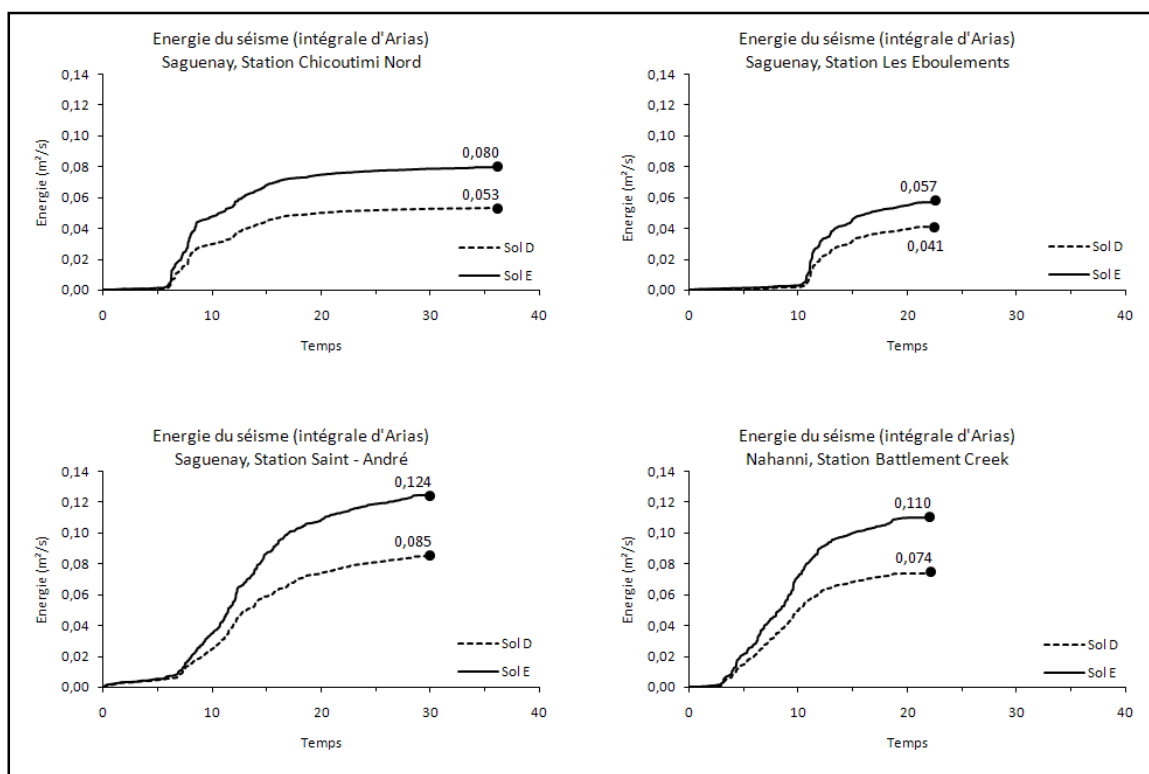


Figure 5.16 *Énergie des signaux sismiques utilisés pour les sites D et E.*

Or, on remarque que bien que le signal de Nahanni soit plus énergétique que ceux du Saguenay, stations Chicoutimi Nord et Les Éboulements, c'est l'accélérogramme qui engendre la plus faible dissipation d'énergie en domaine plastique dans les rotules plastiques que ce soit sur site de catégorie D ou E [Figure 5.13].

Ce constat est différent lorsque l'on observe l'énergie totale dissipée dans le système [Figure 5.14]. En effet pour l'énergie totale dissipée dans le système le séisme de Nahanni arrive en deuxième position derrière le Saguenay, station Saint - André (comme dans le cas de l'énergie des signaux sismiques). On remarque que le Saguenay, station Chicoutimi Nord engendre une dissipation d'énergie plus importante pour un site de catégorie E que pour le séisme de Nahanni, ceci est probablement dû à la durée importante du séisme du Saguenay.

Le Tableau 5.11 indique que la durée t_d est plus longue pour le séisme du Saguenay, station Chicoutimi Nord. On peut également noter que le séisme le plus énergétique (que ce soit dans le domaine plastique ou élastique), Saguenay, station Saint-André, présente une durée t_d très élevée. A contrario, le séisme le moins énergétique, Saguenay, station Les Éboulements, présente la durée t_d la plus faible.

Tableau 5.11

Durées t_d (en secondes) pour les accélérogrammes sur les sites de catégorie D et E

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	Saguenay			Nahanni
	Chicoutimi Nord	Les Eboulements	Saint-André	Battlement Creek
D REF : forage 2528	15,08	9,39	19,805	13,005
E REF : forage 2365	15,88	9,28	18,47	13,865

5.5 Comparaison des résultats des analyses dynamiques linéaires et non linéaires

On peut remarquer [Tableau 5.12] que les résultats sont presque identiques tant que l'on reste dans la phase élastique (différence maximale : 1,3%) ce qui permet de dire que la méthode d'intégration directe choisie (Newmark – β) donne des résultats probants. Pour ce qui est de la phase plastique, les résultats diffèrent mais les ordres de grandeur restent acceptables (différence maximale : 18,1%). Cette différence était prévisible : de l'énergie est dissipée dans la phase plastique, ce qui conduit dans la plupart des cas à des déplacements plus faibles dans l'analyse non linéaire. Le cas du Saguenay, station Chicoutimi Nord est particulier puisque la plastification se produit essentiellement dans un sens.

On peut donc dire que les résultats de l'analyse non linéaire sont valables puisque les résultats dans le domaine élastique sont très proches de ceux donnés par l'analyse linéaire.

Tableau 5.12

Comparaison des déplacements maximaux en tête de colonne (en mm) enregistrés lors des analyses linéaires et non linéaires

Catégorie d’emplacement (CNBC 2005)	Saguenay									Nahanni		
	Chicoutimi Nord			Les Eboulements			Saint - André					
	$\Delta_{U1}L$ max	$\Delta_{U1}NL$ max	Ecart (%)	$\Delta_{U1}L$ max	$\Delta_{U1}NL$ max	Ecart (%)	$\Delta_{U1}L$ max	$\Delta_{U1}NL$ max	Ecart (%)	$\Delta_{U1}L$ max	$\Delta_{U1}NL$ max	Ecart (%)
A Au roc	7,99	8,00	0,1	9,38	9,42	0,4	9,68	9,75	0,7	9,97	9,96	0,1
B Mod. homogène	9,44	9,44	0,0	11,4	11,4	0,0	11,1	11,3	1,8	10,6	10,6	0
C REF : forage 545	13,2	13,2	0,0	15,6	15,8	1,3	15	15,2	1,3	15,4	15,4	0
C Mod. homogène	13,4	13,3	0,7	16,6	16,8	1,2	14,7	14,9	1,3	14,8	14,8	0
D REF : forage 2528	19,9	21,0	5,2	20,9	18	13,9	21,1	22,4	5,8	16,4	17,1	4,1
E REF : forage 2365	28,2	32,3	12,7	28,7	23,5	18,1	28,9	25,9	10,4	24,4	21,1	13,5

5.6 Comparaison des résultats pour le modèle de sol C homogène et le modèle de sol C basé sur le forage n°545

Pour la Figure 5.17 les déplacements sont normalisés par rapport au Δ_y , déplacement maximal élastique. Afin de pouvoir comparer aisément les valeurs en déplacement, les échelles d'amplitudes sont identiques sur tous les graphiques. On peut remarquer qu'entre les deux modèles de sol les différences sont peu marquées : les déplacements en fonction du temps sont très similaires et les pics de déplacement ont des valeurs très proches. On peut aussi s'apercevoir qu'aucun des deux modèles ne semble plus défavorable que l'autre : dans certains cas le pic de déplacement est plus élevé pour le modèle homogène, et dans d'autres non.

Le Tableau 5.13 présente l'ensemble des résultats obtenus pour le modèle de sol C en référence au forage n°545 et du sol C avec modèle homogène. Pour les analyses linéaires on peut remarquer que les différences entre les déplacements maximaux sont très faibles, que ce soit dans le sens longitudinal (U_1) ou dans le sens transversal (U_2). Il en est de même pour les déplacements longitudinaux mesurés lors de l'analyse non linéaire ainsi que pour les ductilités en déplacement et en courbure. Enfin pour les énergies, les différences sont un peu plus grandes mais les ordres de grandeur sont les mêmes pour les deux modèles de sol.

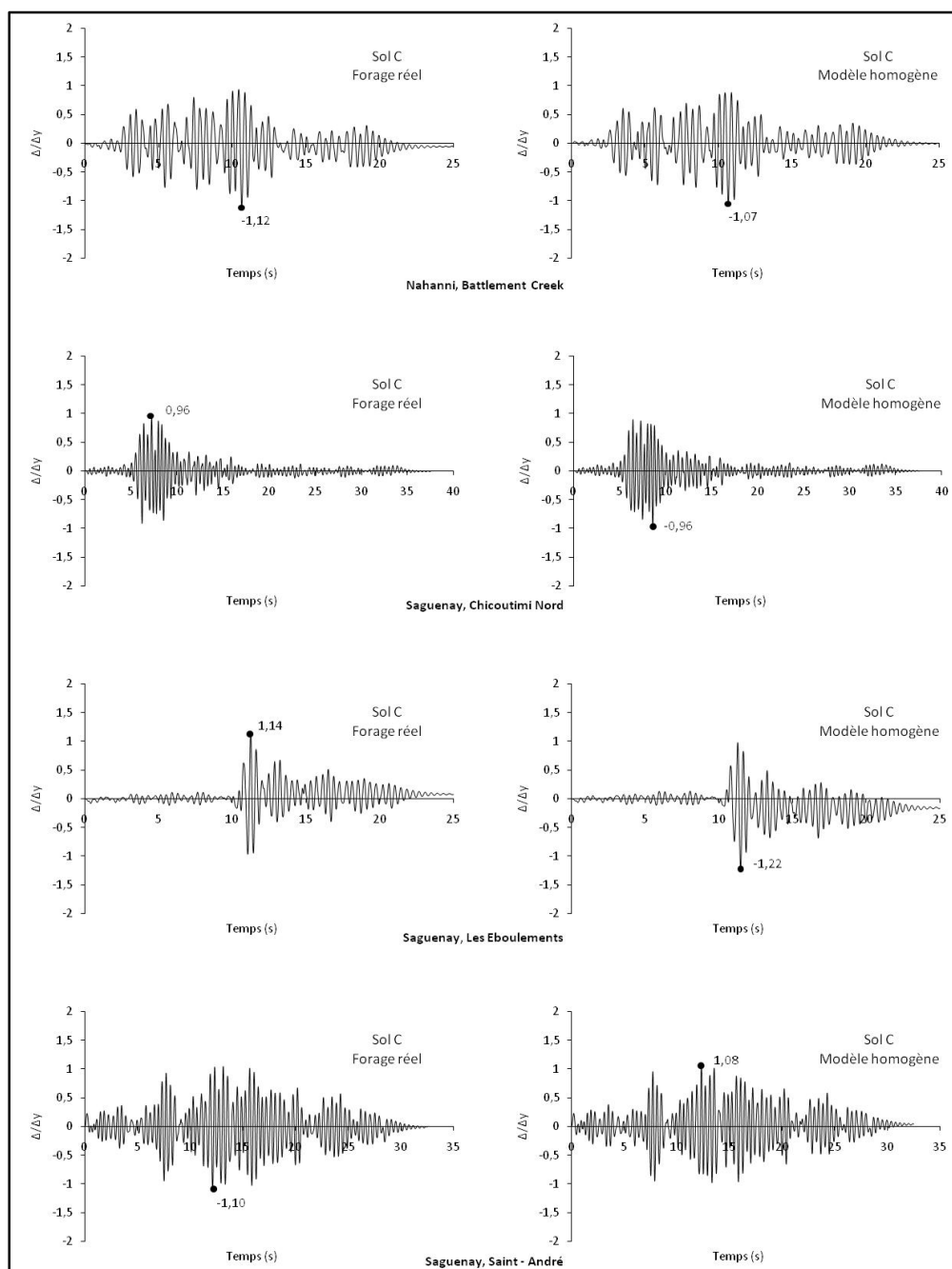


Figure 5.17 Déplacements normalisés enregistrés lors de l'analyse non linéaire pour les modèles de sol C : forage réel et modèle homogène.

Tableau 5.13

Récapitulatif des résultats obtenus pour les différentes analyses sur sol C forage n°545 et C homogène

Site	Saguenay						Nahanni	
	Chicoutimi Nord		Les Eboulements		Saint-André			
Déplacements en analyse linéaire (mm)								
	$\Delta_{U1}L$ max	$\Delta_{U2}L$ max	$\Delta_{U1}L$ max	$\Delta_{U2}L$ max	$\Delta_{U1}L$ max	$\Delta_{U2}L$ max	$\Delta_{U1}L$ max	$\Delta_{U2}L$ max
C545	13,2	3,68	15,6	4,07	15	3,82	15,4	3,62
CH	13,4	3,48	16,6	3,84	14,7	3,7	14,8	3,46
Déplacements en analyse non linéaire (mm)								
	$\Delta_{U1}NL$ max	$\Delta_{U2}NL$ max	$\Delta_{U1}NL$ max	$\Delta_{U2}NL$ max	$\Delta_{U1}NL$ max	$\Delta_{U2}NL$ max	$\Delta_{U1}NL$ max	$\Delta_{U2}NL$ max
C545	13,2	0	15,8	1	15,2	0,1	15,4	0,8
CH	13,3	0	16,8	2,3	14,9	0,5	14,8	0
Ductilités en déplacement et en courbure								
	μ_{Δ}	μ_{Φ}	μ_{Δ}	μ_{Φ}	μ_{Δ}	μ_{Φ}	μ_{Δ}	μ_{Φ}
C545	0,92	0,91	1,09	1,06	1,05	1,03	1,06	1,04
CH	0,92	0,91	1,16	1,11	1,03	1,02	1,02	1,01
Energies (kJ)								
	$\Phi_p.M_y$ (kJ)	E_p (kJ)	$\Phi_p.M_y$ (kJ)	E_p (kJ)	$\Phi_p.M_y$ (kJ)	E_p (kJ)	$\Phi_p.M_y$ (kJ)	E_p (kJ)
C545	0	0	0,184	0,184	-0,047	0,119	-0,116	0,116
CH	0	0	-0,352	0,352	0,039	0,039	-0,018	0,018

Quelle que soit l'analyse et le type de données analysées, aucun des deux modèles de sol ne se démarque de l'autre comme étant plus défavorable. D'autre part les réponses dans le temps sont très similaires [Figure 5.17]. Ces écarts très faibles sont sans doute attribuables à la calibration des accélérogrammes sur les spectres uniformes de risque sismique qui a lieu après la transformation des signaux à travers les modèles de sol. La calibration a tendance à « effacer » les effets géologiques et géotechniques qui modifient le signal sismique.

Ces résultats semblent montrer que les sites de catégorie C peuvent être modélisés par une colonne de sol homogène.

5.7 Comparaison des facteurs d'amplification

Lors de la conception d'un nouvel ouvrage, l'amplification de site est prise en compte par l'intermédiaire de facteurs d'amplification. Dans le code CNBC 2005, basé sur de récentes données sismiques, ces facteurs sont : le facteur d'accélération d'emplacement (F_a) et le facteur de vitesse d'emplacement (F_v). Ils sont donnés pour différentes périodes et pour chaque catégorie d'emplacement.

5.7.1 Coefficients de vitesse et d'accélération d'emplacement (du CNBC 2005)

L'ouvrage considéré dans le cadre de cette étude a une période fondamentale de 0,41s. Le facteur d'amplification F_s correspondant est obtenu par interpolation des facteurs du code, et est donné par l'équation (5.10) et illustré dans la Figure 5.18.

$$F_s = F_a + (T - 0,2) \frac{(F_v - F_a)}{0,5 - 0,2} = F_a + 0,21 \frac{(F_v - F_a)}{0,3} \quad (5.10)$$

où T est la période de l'ouvrage considéré, F_a est le coefficient d'accélération de l'emplacement et F_v est le coefficient de vitesse de l'emplacement (Comité associé du Code national du bâtiment, 2005). Les résultats pour chaque catégorie de site, calculés d'après l'équation (5.10) et les valeurs de F_a et F_v tirées du CNBC 2005, sont présentés dans le Tableau 5.14. Ces facteurs ont ensuite été comparés aux valeurs, normalisées par rapport aux résultats obtenus pour un site de catégorie C, des ductilités en déplacement et en courbure.

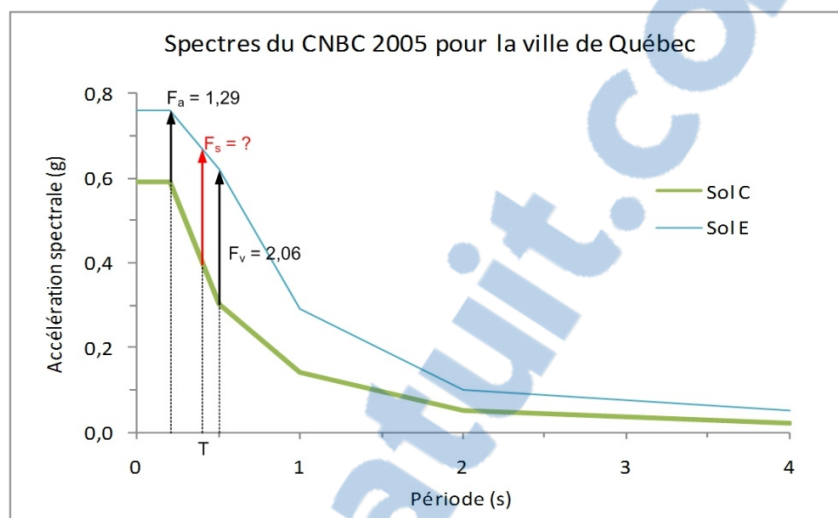


Figure 5.18 *Calcul du facteur d'amplification entre les deux spectres pour la période du premier mode de vibration de l'ouvrage (interpolation linéaire).*

Tableau 5.14

Facteurs d'amplification calculés pour le premier mode de vibration du modèle

	A	B	C	D	E
F_a	0,74	0,84	1	1,16	1,29
F_v	0,50	0,64	1	1,36	2,06
F_s	0,57	0,70	1	1,30	1,83

Dans les tableaux 5.15 et 5.16 on compare les facteurs d'amplification calculés d'après les résultats des analyses en déplacement à ceux calculés d'après le code (F_s). On peut remarquer que les valeurs sont en général assez proches pour les sols de classe A et B, alors que les écarts sont plus significatifs pour les sites de catégorie D et E. En effet, on note des amplifications supérieures à celles prévues par le code, entre autre pour Chicoutimi Nord et Saint-André. Pour la ductilité en déplacement, elles vont jusqu'à 1,58 pour le site de catégorie D (soit un écart de 17,9%) et 2,42 pour un site de catégorie E (soit un écart de 33%). À la vue du faible nombre d'accélérogrammes employés, il est préférable de

s'intéresser à la valeur maximale par type de site, plutôt qu'à la moyenne (comme le conseille le NEHRP lorsque le nombre d'accélérographes utilisé est inférieur à 7).

Tableau 5.15

Comparaison des facteurs d'amplification basés sur la ductilité en déplacement (μ_Δ)

Site	F_s (Code)	Saguenay			Nahanni	Maximum	Ecart(%)
		Chicoutimi Nord	Les Eboulements	Saint-André	Battlement Creek		
A	0,57	0,60	0,60	0,64	0,65	0,65	13,80
B	0,70	0,71	0,71	0,74	0,69	0,74	6,12
C	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
D	1,30	1,58	1,14	1,48	1,11	1,58	21,24
E	1,83	2,42	1,49	1,70	1,37	2,42	32,53

Tableau 5.16

Comparaison des facteurs d'amplification basés sur la ductilité en courbure (μ_Φ)

Site	F_s (Code)	Saguenay			Nahanni	Maximum	Ecart (%)
		Chicoutimi Nord	Les Eboulements	Saint-André	Battlement Creek		
A	0,57	0,60	0,60	0,65	0,65	0,65	14,31
B	0,70	0,71	0,74	0,75	0,69	0,75	6,80
C	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00
D	1,30	1,43	1,09	1,33	1,11	1,43	9,89
E	1,83	2,01	1,32	1,49	1,26	2,01	9,95

La Figure 5.19 montre les résultats des tableaux 5.15 et 5.16 sous forme de diagrammes à barres, pour les valeurs maximales basés sur les ductilités en déplacement et en courbure. On peut s'apercevoir que les résultats sont assez proches pour les sites de catégorie A et B, que ce soit en déplacement ou en courbure, alors que les écarts sont plus marqués pour les sites de catégorie D et E, en particulier pour la ductilité en déplacement. Il convient donc de s'interroger sur le paramètre à comparer aux facteurs d'amplification du code. En effet, on a

généralement tendance à s'intéresser au déplacement, mais on remarque que les valeurs maximales sont plus proches pour la ductilité en courbure. Il faudrait faire d'autres études, afin de déterminer si cet écart se confirme pour d'autres types de ponts ou pour d'autres modèles de sol de la ville de Québec. Nos résultats indiquent que pour les sols de classe D et E de la ville de Québec, pour ce type de pont, l'effet d'amplification est sous-estimé par les facteurs proposés par le code.

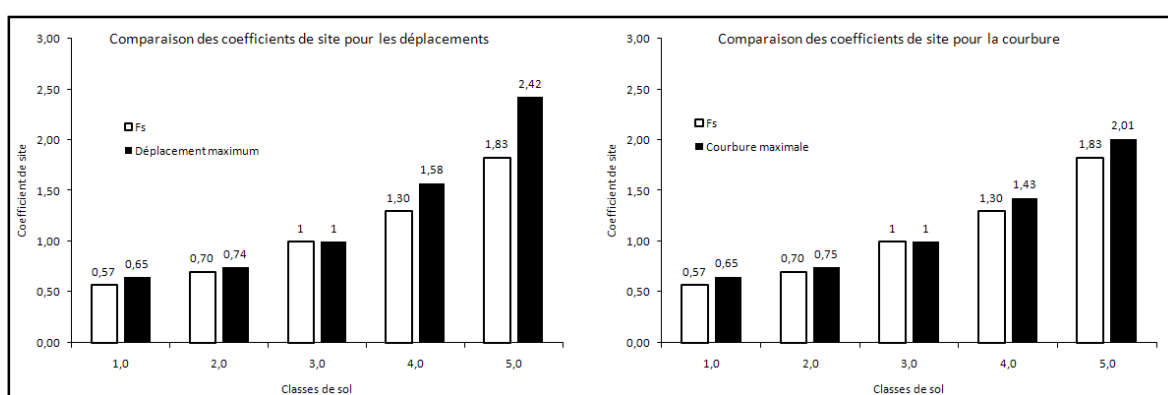


Figure 5.19 Comparaison des coefficients d'évaluation rapide avec les coefficients de site calculés d'après les résultats en déplacement et en courbure.

5.7.2 Considération de l'amplification dans un contexte d'évaluation rapide

Afin de faciliter l'évaluation rapide des ouvrages en fonction de leur type de sol, l'approche préconisée dans le contexte d'évaluation des ponts de la ville de Québec est l'utilisation d'un facteur de site basé sur les facteurs d'amplification du code. Ce facteur de site, noté FF, correspond au F_v du code pour une période de 1 seconde (Hida, 2009). Le Tableau 5.17 présente les valeurs attribuées à ce facteur de site comparées aux facteurs d'amplification maximaux obtenus dans le cadre de cette étude. Le choix de calibrer le facteur de fondation FF sur une période de 1,0 seconde, a pour conséquence de sous-estimer l'effet d'amplification pour les sols de classe A et B. Le modèle de pont utilisé pour cette étude est représentatif d'environ 20% des ponts de la ville de Québec. Il conviendrait donc de déterminer la distribution des périodes fondamentales des ouvrages sous la juridiction de la Ville de Québec afin de fixer définitivement le facteur FF.

Tableau 5.17

Comparaison des facteurs d'amplification pour l'évaluation rapide

Catégorie d'emplacement (CNBC 2005)	A	B	C	D	E
FF (basé sur T=1,0s)	0,50	0,6	1	1,4	2,0
Maximum obtenu en déplacement	0,65	0,74	1	1,58	2,42
Maximum obtenu en courbure	0,65	0,75	1	1,43	2,01

CONCLUSION

L'objectif principal de ce mémoire était d'évaluer les effets d'amplification de site pour les sites typiques de la ville de Québec et leur influence sur les ponts, dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé à une revue de littérature exhaustive sur la vulnérabilité sismique des ponts. Il est apparu que :

- de nombreux éléments influencent la vulnérabilité d'un ouvrage : les conditions de site (qualité du sol, topographie), l'année de construction, et les irrégularités sont parmi les paramètres importants qui influencent le plus la vulnérabilité d'un ouvrage;
- les phénomènes d'amplification peuvent être très importants et il est primordial d'en tenir compte;
- les irrégularités ou asymétries ont tendance à fragiliser les ouvrages en induisant une surcharge d'efforts sur certains éléments;
- les piles et les culées sont parmi les éléments les plus importants pour garantir l'intégrité structurelle de l'ouvrage du fait de la faible redondance de ces éléments.
- elles sont souvent dimensionnées pour pouvoir se plastifier et ainsi servir de « fusible » lors d'un événement sismique;
- la rupture des connections ou des joints a souvent des conséquences graves;
- les dommages causés aux superstructures sont souvent peu importants et ne mettent pas en cause la sécurité des usagers;

Pour mener cette étude, quatre enregistrements de séismes historiques de l'Est du Canada, ont été utilisés :

- Nahanni, 23 Décembre 1985, station Battlement Creek,
- Saguenay, 25 Novembre 1988, station Chicoutimi Nord,
- Saguenay, 25 Novembre 1988, station Les Éboulements,
- Saguenay, 25 Novembre 1988, station Saint – André.

Afin d'étudier l'influence de la catégorisation sismique des sites sur la vulnérabilité sismique du modèle, le choix s'est porté sur la classification des sols du CNBC 2005, car celle-ci est plus détaillée que celle du code CAN S6-06. Les signaux sismiques ayant tous été enregistrés sur du roc, une transformation de ces signaux a été réalisée pour les rendre compatibles avec les différentes catégories de site du CNBC 2005. Pour ceci le logiciel Shake 2000, qui présente plusieurs avantages, a été utilisé. Le modèle unidimensionnel de propagation d'ondes en milieu élasto-plastique donne des résultats probants tout en restant simple d'utilisation, la représentation des non linéarités par processus itératif linéaire équivalent converge rapidement (temps de calcul réduit) et la validité des résultats est bonne. Pour ce qui est des modèles de stratigraphies de sol, l'option des forages réels prélevés sur des sites de classe C, D et E de la ville de Québec a été retenue. Pour le site de classe B nous avons employé un modèle homogène à dix couches de trois mètres. Pour le site de classe C, un modèle de sol homogène a été réalisé afin de comparer ses résultats à ceux du modèle basé sur le forage réel n°545. Enfin, les accélérogrammes transformés ont été calibrés sur les spectres uniformes de risque sismique du CNBC 2005 à l'aide du logiciel Spectre (développé à l'École Polytechnique de Montréal). Ce logiciel utilise la méthode T.S.M (Target Spectrum Matching) en employant l'intégrale de Duhamel.

Dans le chapitre 4, un modèle de pont a été défini pour l'étude à partir de la base de données des ouvrages sous la juridiction de la Ville de Québec. Ce modèle a été défini en tenant compte de deux objectifs principaux : il devait être représentatif des ponts de la ville de Québec mais également ne pas présenter d'irrégularités importantes afin que les résultats ne soient pas biaisés par les asymétries de l'ouvrage. Ainsi, le modèle choisi est un pont droit continu à deux travées de 40 mètres, ayant un tablier constitué d'une dalle reposant sur six poutres AASHTO de type VI et une pile centrale constituée de quatre colonnes circulaires d'un mètre de diamètre. Le dimensionnement a été fait conformément à la norme S6-74 afin d'être représentatif des ponts conçus à cette époque. La norme S6-74 ne définit pas d'exigences particulières pour le dimensionnement parasismique, ainsi, pour calculer les moments en pieds de colonne le spectre de risque sismique du CNBC 85 (10% en 50 ans) a été utilisé.

Enfin le chapitre 5 présente les analyses temporelles linéaires et non linéaires effectuées sur le modèle de pont et les résultats obtenus. Des rotules plastiques ont été intégrées au modèle afin d'étudier la réponse de l'ouvrage dans le domaine non linéaire. Nous avons choisi d'utiliser les déplacements et rotations plastiques définis par le logiciel et basées sur le FEMA 356 afin que les résultats soient cohérents. Les différences avec les équations données par Priestley sont assez grandes mais il y a d'autres exemples justifiant ces écarts dans la littérature. La réponse du modèle a été analysée en termes de:

- déplacements du tablier et moments développés dans les colonnes pour une sollicitation longitudinale et transversale en analyse linéaire modale;
- déplacements du tablier, comportement moment-courbure et comportement force-déplacement pour une sollicitation longitudinale en analyse non linéaire en intégration directe (Newmark- β).

L'analyse de ces résultats a conduit aux conclusions suivantes :

- il n'y a pas de différence visible entre les résultats sur le site C modèle homogène et ceux du site C modélisé d'après un forage réel. En effet, les écarts sont mineurs et aucun des deux modèles ne semble plus défavorable que l'autre. Ainsi un modèle homogène est suffisant pour représenter un site de classe C pour les ponts de la ville de Québec. Mais ces écarts très faibles sont vraisemblablement attribuables à la calibration des accélérographes sur les spectres uniformes de risque sismique qui a lieu après la transformation des signaux à travers les modèles de sol;
- l'analyse des résultats en déplacement du tablier et des courbures à la base des colonnes indiquent que l'ouvrage est d'autant plus sollicité que la qualité du sol se dégrade (classe D et classe E);
- on reste assez loin de la limite de ductilité en déplacement et en courbure et on note que la ductilité en déplacement atteinte est plus élevée que la ductilité en courbure. En termes de niveaux de sécurité, on se situe entre l'occupation immédiate (IO) et la sécurité des occupants (LS) pour certains sites de classe E : une évaluation complète des dommages devra être effectuée et des réparations, voire une reconstruction, devront être envisagées;

- dans certains cas, le déplacement permanent est parfois plus faible pour les sites de catégorie E que pour les sites de catégorie D. Cependant l'énergie dissipée est plus grande dans le cas des sites E. Cela s'explique par les déformations plastiques successives dans le sens positif et dans le sens négatif que subissent les rotules plastiques. Par conséquent, une simple mesure de déplacement permanent (ou de courbure permanente) pour un ouvrage ayant subi un séisme ne peut indiquer le niveau d'endommagement de la structure;
- la comparaison des facteurs d'amplification obtenus dans cette étude à ceux proposés par le CNBC 2005, indique que pour les sites de classe D et E de la ville de Québec, pour ce type de pont, l'effet d'amplification est sous-estimé par les facteurs proposés par le code (l'écart maximal enregistré est de 33% pour un site de catégorie E). D'autres études pourraient être envisagées afin de déterminer si cet écart se confirme pour d'autres types de ponts;
- le facteur de site proposé dans le méthode d'évaluation rapide des ponts de la ville de Québec repose sur une période fixée à 1 seconde (Hida, 2009). Cette période fixe conduit à une sous-estimation des effets d'amplification pour les sols de catégorie A et B.

RECOMMANDATIONS

Les résultats ont montré que la catégorie sismique de site influe grandement sur la vulnérabilité des ponts de la ville de Québec. Quelques recommandations concernent la précision des résultats obtenus avec le modèle de pont analysé :

- le modèle numérique d'ouvrage est fictif, ce qui empêche de tirer des conclusions poussées pour les ouvrages réels de la ville de Québec;
- les caractéristiques des matériaux ont été déterminées d'après les données du code et aucun facteur de vieillissement n'a été pris en compte;
- les diagrammes moment–courbure ont été calculés d'après le FEMA 356, qui est très conservateur en règle générale (Sezen et Alemdar, 2007).

Afin de déterminer la vulnérabilité réelle des ouvrages de cette ville plusieurs recommandations peuvent être faites pour faire suite à cette étude :

- réaliser une évaluation de l'état général des principaux ouvrages de la ville (vieillissement du béton, résistance réelle du béton, état des armatures, sollicitations réelles imposées par le trafic, mouvements de sol);
- réaliser un modèle numérique simplifié, sur la base de plans d'un ouvrage réel, et comparer les résultats à ceux de cette étude. En fonction de la concordance des résultats, les principales conclusions de cette étude pourraient être validées ou affinées;
- analyser d'autres modèles numériques (ouvrages à plusieurs piles, tablier monolithique, etc.) afin d'évaluer la vulnérabilité de chaque type de structure;
- réaliser d'autres études, portant sur d'autres types de ponts, pour déterminer si les coefficients d'accélération de site (F_a) et de vitesse de site (F_v) sont aussi sous-estimés pour les catégories de site D et E.

ANNEXE I

DÉTERMINATION DU NOMBRE DE COUCHES DE SOL POUR ÉVITER TOUTE TRANSFORMATION DE SIGNAL INHÉRENTE AU LOGICIEL SHAKE 2000

Protocole expérimental

Modèle général

L'échantillon considéré est une colonne de sol de 30m de hauteur. Le CNBC 2005 spécifie que la vitesse de propagation des ondes doit être supérieure à 1500m/s pour les sols de classe A, nous définissons une vitesse de propagation égale à 2000m/s. L'amortissement est pris égal à 5%. Pour le poids volumique on fait l'hypothèse que le sol est pris égal à 20 kN/m³. Pour déterminer le module de cisaillement G_{max} on utilise l'équation I.1 :

$$G_{max} = \left(\frac{\gamma}{g}\right) (V_s)^2 \quad (I.1)$$

où G_{max} est le module de cisaillement maximum, γ est le poids d'une unité de sol, g l'accélération gravitaire et V_s la vitesse des ondes de cisaillement (Seed *et al.*, 1986).

Le séisme sollicitant la base de la colonne de sol est celui de Nahanni, enregistré au site 3 selon la direction 270, fourni par le logiciel Shake 2000. Enfin les valeurs d'amortissement et de cisaillement pour le sol considéré sont celles du roc, défini par Schnabel en 1973 et données par le logiciel et la courbe G/G_{max} pour le sol C est Sand Average définie par Idriss et Seed en 1970. Le nombre d'itérations pour représenter les non linéarités est pris égal à 5 (valeur par défaut de Shake).

Essais réalisés

Calcul du spectre de réponse pour les modèles suivants : 30 couches, 25 couches, 20 couches, 15 couches, 10 couches, 5 couches, 2 couches et une seule couche. Les résultats sont extraits des fichiers output.OUT et transférés vers Excel afin de pouvoir travailler directement à partir des valeurs numériques.

Résultats

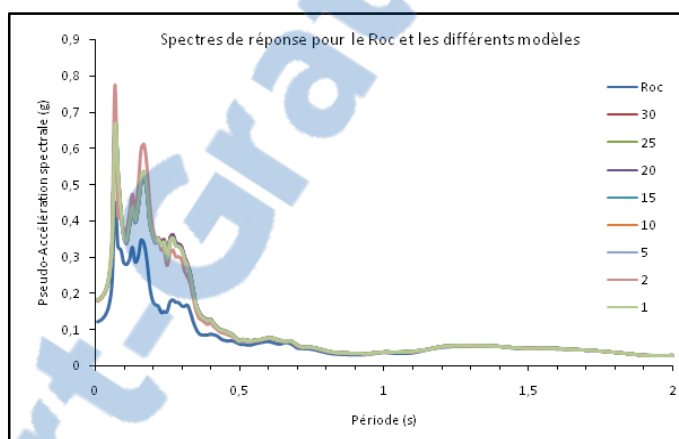


Figure III.1 Spectres de réponse pour les différents modèles homogène et pour le roc.

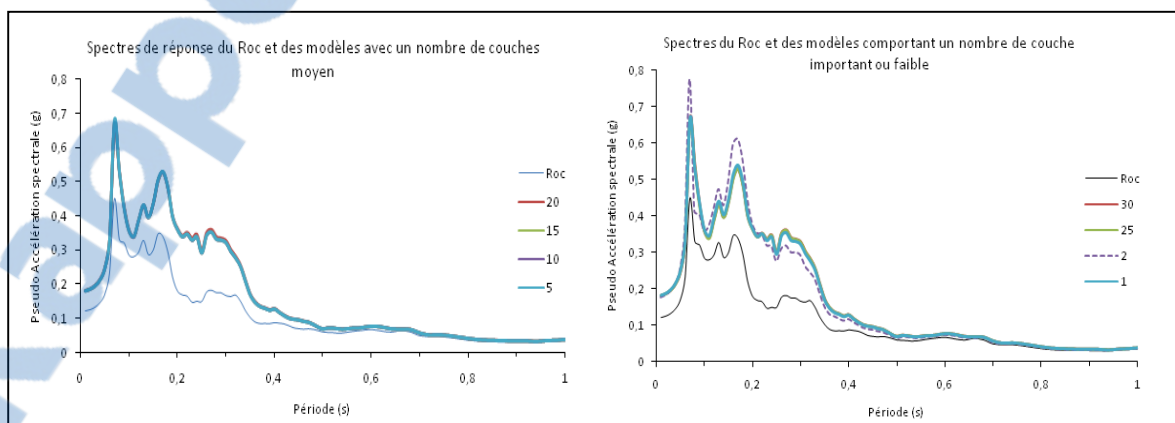


Figure III.2 Spectres de réponse pour les modèles de 5 à 20 couches et pour les modèles comportant moins de 5 ou plus de 20 couches.

Pour les modèles de 20 à 5 couches		
Écart max (%)	Moyenne écart (%)	Écart type (%)
2,5	0,5	0,6

Entre 15 et 10 couches		
Écart max (%)	Moyenne écart (%)	Écart type (%)
0	0	0

Conclusions

Le but de cette étude expérimentale était de déterminer le nombre de couches de sol à modéliser pour éviter les transformations de signaux inhérentes au modèle pour un sol de classe C. A la vue des résultats obtenus on peut dire que 10 couches de 3 mètres pour une colonne de sol de 30 mètres est un bon compromis.

ANNEXE II

STRATIGRAPHIES ET CARACTÉRISTIQUES DES FORAGES SÉLECTIONNÉS POUR L'ÉTUDE

Classe	ID Forage	Classe N		Classe Vs		Hauteur stratigraphique (m)
		Jusqu'au roc	30m	Jusqu'au roc	30m	
A	Pas de Shake : utiliser directement l'enregistrement sur le roc					
B	10 couches de 3m, Vs = 1000m/s					
C	545	C	C	D	D	25,3
	503	C	C	D	C	14,7
D	1630	D	D	D	C	12,96
	2528	D	D	D	D	30
E	2505	E	E	D	D	30
	2365	E	E	D	D	30

Le tableau ci-dessus rappelle les numéros d'identification des forages utilisés dans le cadre de cette étude. Les stratigraphies respectives de chaque forage sont présentées ci-après.

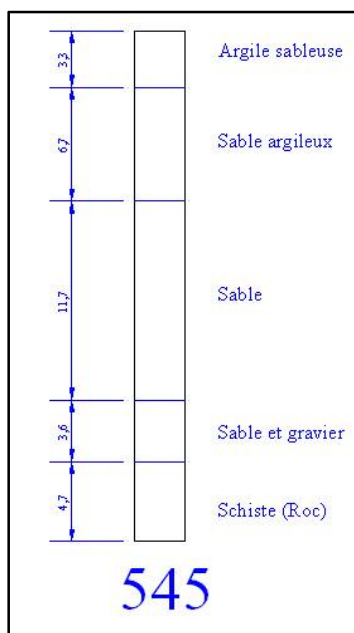
Forage n°545

id	545
forage profondeur	26,7
Élévation Roc:	-9,5
Profondeur Roc:	25,3
Élévation Nappe:	10,2
Mesures au roc	7
Mesures à 30 m:	8

Mesure No	Profondeur (m)	Élévation (m)	Indice N (nb. coups/300mm)	Identifier Roc et Nappe	Épaisseur
1	0	15,8	45	Sol	3,3
2	3,3	12,5	45	Sol	3,4
3	6,7	9,1	32	Sol	3,3
4	10	5,8	19	Sol	3,3
5	13,3	2,5	19	Sol	3,4
6	16,7	-0,9	39	Sol	3,3
7	20	-4,2	74	Sol	5,3
8	25,3	-9,5	100	Roc	4,7
		-14,2		30m	



	Nmoy	Classe	Vmoy	Classe
Interprétation II au Roc :	61,7160913	C	287,607923	D
Interprétation I avec Roc:	65,6538883	C	329,307324	D

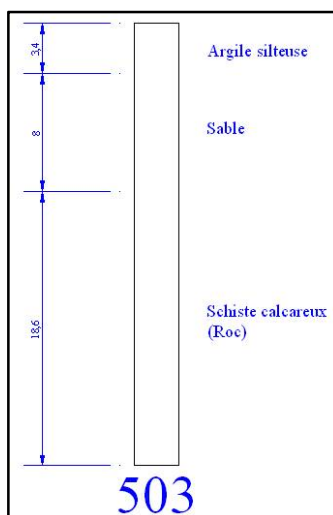


Forage n°503

forage profondeur	31,8
Élévation Roc:	3,8
Profondeur Roc:	14,7
Élévation Nappe:	13,9
Mesures au roc	7
Mesures à 30 m:	8

Mesure No	Profondeur (m)	Élévation (m)	Indice N (nb. coups/300mm)	Identifier Roc et Nappe	Épaisseur
1	0	18,5	30	Sol	3,3
2	3,3	15,2	40	Sol	3,4
3	6,7	11,8	34	Sol	1,6
4	8,3	10,2	42	Sol	2,2
5	10,5	8	100	Sol	1,7
6	12,2	6,3	64	Sol	1,1
7	13,3	5,2	64	Sol	1,4
8	14,7	3,8	100	Roc	15,3
		-11,5		30m	

	Nmoy	Classe	Vmoy	Classe
Interprétation II au Roc :	54,2840482	C	259,478921	D
Interprétation I avec Roc:	70,7884776	C	448,752464	C

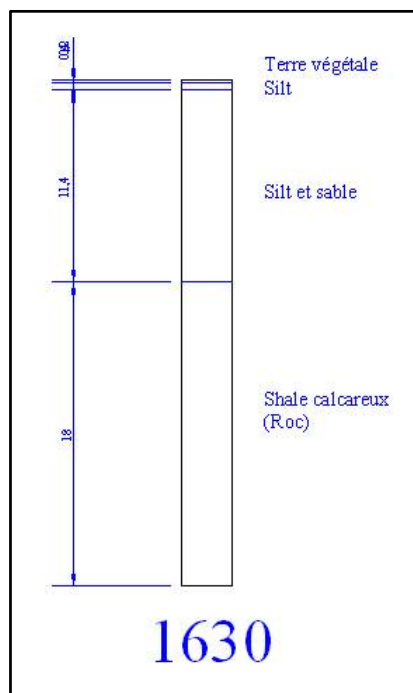


Forage n°1630

forage profondeur	15,96
Élévation Roc:	44,24
Profondeur Roc:	12,96
Élévation Nappe:	56,6
Mesures au roc	9
Mesures à 30 m:	10

Mesure No	Profondeur (m)	Élévation (m)	Indice N (nb. coups/300mm)	Identifier Roc et Nappe	Épaisseur
1	0	57,2	40	Sol	1,5
2	1,5	55,7	40	Sol	1,5
3	3	54,2	40	Sol	1,5
4	4,5	52,7	40	Sol	1,5
5	6	51,2	33	Sol	1,5
6	7,5	49,7	32	Sol	1,5
7	9	48,2	29	Sol	1,5
8	10,5	46,7	15	Sol	1,5
9	12	45,2	100	Sol	0,96
10	12,96	44,24	100	Roc	17,04
		27,2		30m	

	Nmoy	Classe	Vmoy	Classe
Interprétation II au Roc :	29,0474891	D	204,310989	D
Interprétation I avec Roc:	48,656597	D	401,108603	C



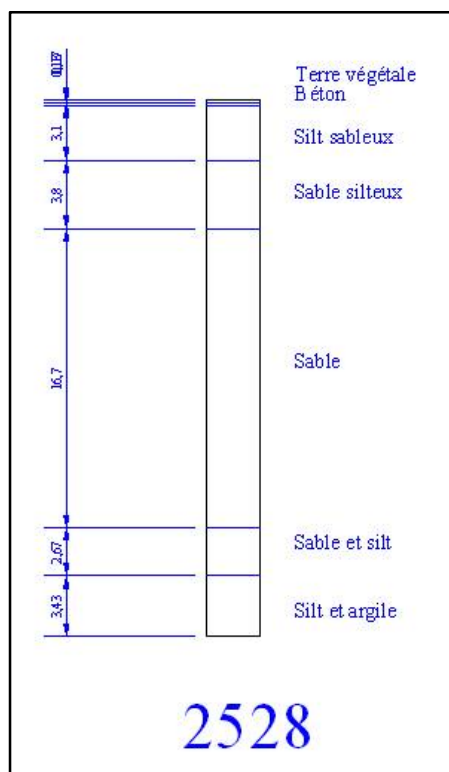
Forage n°2528

forage profondeur	31,01
Élévation Roc:	-23,51
Profondeur Roc:	32
Élévation Nappe:	2,19
Mesures au roc	19
Mesures à 30 m:	19

Mesure No	Profondeur (m)	Élévation (m)	Indice N (nb. coups/300mm)	Identifier Roc et Nappe	Épaisseur
1	0	8,49	9	Sol	1,6
2	1,6	6,89	9	Sol	0,7
3	2,3	6,19	21	Sol	0,8
4	3,1	5,39	21	Sol	1,5
5	4,6	3,89	40	Sol	1,5
6	6,1	2,39	21	Sol	1,5
7	7,6	0,89	23	Sol	1,6
8	9,2	-0,71	32	Sol	1

9	10,2	-1,71	35	Sol	2
10	12,2	-3,71	35	Sol	1,5
11	13,7	-5,21	25	Sol	1,5
12	15,2	-6,71	28	Sol	1,5
13	16,7	-8,21	41	Sol	1,6
14	18,3	-9,81	43	Sol	1,5
15	19,8	-11,31	52	Sol	1,5
16	21,3	-12,81	54	Sol	1,5
17	22,8	-14,31	53	Sol	1,6
18	24,4	-15,91	18	Sol	3
19	27,4	-18,91	19	Sol	2,6
		-21,51		30m	

	Nmoy	Classe	Vmoy	Classe
Interprétation II au Roc :	19,3373776	D	247,150466	D
Interprétation I avec Roc:	19,3373776	D	247,150466	D

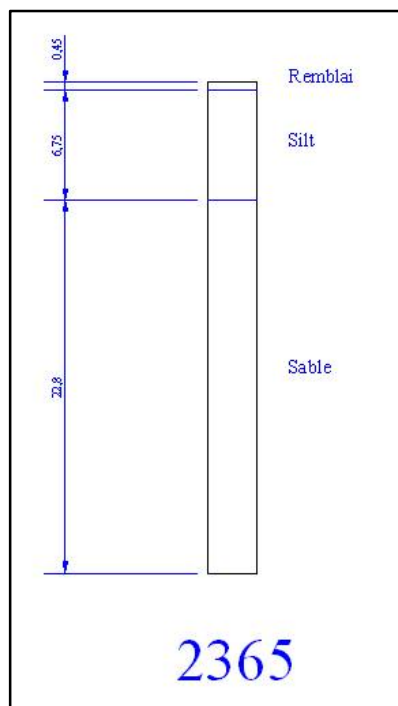


Forage n°2365

forage profondeur	20,4
Élévation Roc:	-15,94
Profondeur Roc:	30
Élévation Nappe:	5,11
Mesures au roc	16
Mesures à 30 m:	16

Mesure No	Profondeur (m)	Élévation (m)	Indice N (nb. coups/300mm)	Identifier Roc et Nappe	Épaisseur
1	0	14,06	30	Sol	0,6
2	0,6	13,46	15	Sol	0,6
3	1,2	12,86	16	Sol	0,6
4	1,8	12,26	7	Sol	1,25
5	3,05	11,01	6	Sol	1,6
6	4,65	9,41	11	Sol	1,45
7	6,1	7,96	6	Sol	1,5
8	7,6	6,46	46	Sol	1,6
9	9,2	4,86	27	Sol	1,45
10	10,65	3,41	45	Sol	1,55
11	12,2	1,86	20	Sol	1,5
12	13,7	0,36	28	Sol	1,55
13	15,25	-1,19	27	Sol	1,55
14	16,8	-2,74	35	Sol	1,5
15	18,3	-4,24	27	Sol	1,5
16	19,8	-5,74	31	Sol	10,2
		-15,94		30m	

	Nmoy	Classe	Vmoy	Classe
Interprétation II au Roc :	14,8932353	E	233,750682	D
Interprétation I avec Roc:	14,8932353	E	233,750682	D



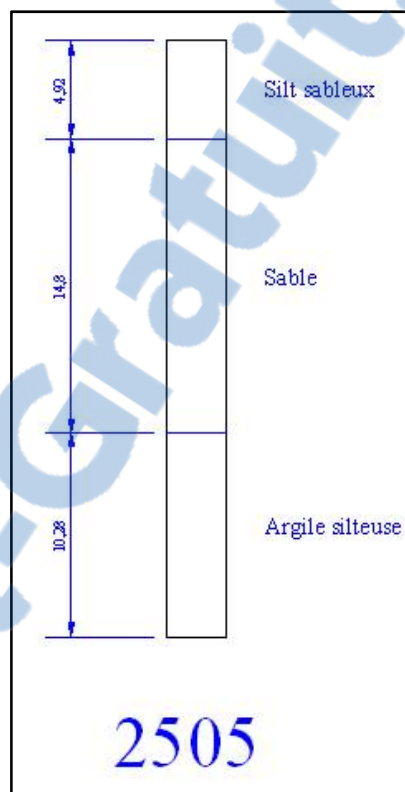
Forage n°2505

forage profondeur	36,9
Élévation Roc:	-26,98
Profondeur Roc:	34,9
Élévation Nappe:	2,92
Mesures au roc	36
Mesures à 30 m:	36

Mesure No	Profondeur (m)	Élévation (m)	Indice N (nb. coups/300mm)	Identifier Roc et Nappe	Épaisseur
1	0	7,92	7	Sol	0,6
2	0,6	7,32	9	Sol	0,6
3	1,2	6,72	7	Sol	0,6
4	1,8	6,12	8	Sol	0,6
5	2,4	5,52	15	Sol	0,65
6	3,05	4,87	13	Sol	0,6
7	3,65	4,27	11	Sol	0,9
8	4,55	3,37	12	Sol	0,6
9	5,15	2,77	11	Sol	0,95
10	6,1	1,82	14	Sol	0,6
11	6,7	1,22	20	Sol	0,9
12	7,6	0,32	19	Sol	0,6

13	8,2	-0,28	20	Sol	1
14	9,2	-1,28	16	Sol	0,7
15	9,9	-1,98	20	Sol	0,8
16	10,7	-2,78	15	Sol	0,7
17	11,4	-3,48	18	Sol	0,8
18	12,2	-4,28	17	Sol	0,7
19	12,9	-4,98	24	Sol	0,8
20	13,7	-5,78	16	Sol	0,55
21	14,25	-6,33	19	Sol	0,95
22	15,2	-7,28	28	Sol	0,8
23	16	-8,08	24	Sol	0,8
24	16,8	-8,88	17	Sol	0,7
25	17,5	-9,58	27	Sol	0,8
26	18,3	-10,38	21	Sol	0,8
27	19,1	-11,18	9	Sol	0,6
28	19,7	-11,78	10	Sol	0,62
29	20,32	-12,4	12	Sol	1,03
30	21,35	-13,43	10	Sol	0,75
31	22,1	-14,18	9	Sol	0,7
32	22,8	-14,88	9	Sol	0,6
33	23,4	-15,48	8	Sol	1
34	24,4	-16,48	8	Sol	0,6
35	25	-17,08	12	Sol	0,9
36	25,9	-17,98	8	Sol	6,1
37	32	-24,08	8	Sol	2,2
38	34,2	-26,28	8	Sol	0,6
39	34,8	-26,88	8	Sol	1,2
40	36	-28,08	100	Roc	0,45
41	36,45	-28,53	100	Roc	-28,53

	Nmoy	Classe	Vmoy	Classe
Interprétation II au Roc :	8,45455798	E	215,870086	D
Interprétation I avec Roc:	8,45455798	E	215,870086	D



ANNEXE III

CHOIX DES MODÈLES DE SOL POUR CHAQUE CLASSE SISMIQUE

Comme cela a été indiqué dans la section 0, les résultats montrent des disparités importantes au sein d'une même catégorie sismique de sols. Les accélérogrammes correspondant aux spectres de réponse présentant les accélérations spectrales les plus importantes ont été choisis, car ce sont les plus proches des spectres du code, ainsi la calibration sera plus réaliste. L'exemple a été donné pour la classe C du CNBC 2005, et cette annexe présente les résultats pour les classes D et E. Le Tableau 3.5 répertoriant les modèles choisis pour chaque classe de sol est présenté dans la chapitre 3.

Classe D : modèles de sol n°1630 et 2528

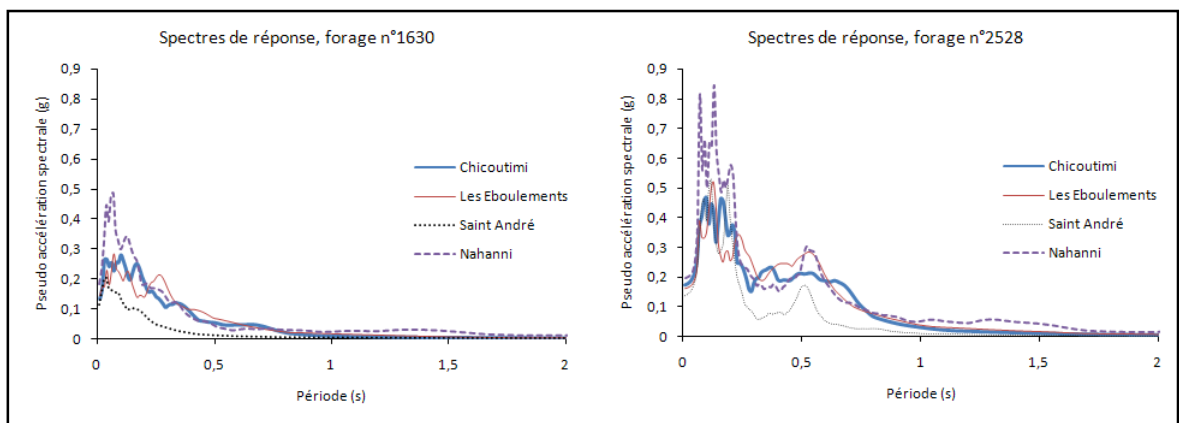


Figure III.1 *Spectres de réponse pour les modèles basés sur les forages 1630 et 2528 (classe D).*

On choisira donc le modèle n°2528 pour la classe de sol D [Figure III.1].

Classe E : modèles de sol n°2505 et 2365

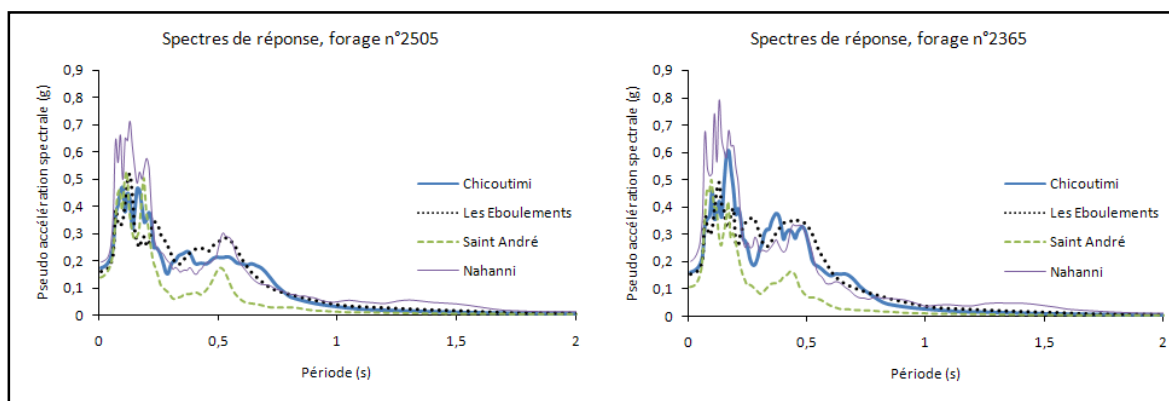


Figure III.2 *Spectres de réponse pour les modèles basés sur les forages 2505 et 2365 (classe E).*

On choisira donc le modèle n°2365 pour la classe de sol E [Figure III.2].



ANNEXE IV

SPECTRES DE RÉPONSE AVANT ET APRÈS CALIBRATION POUR CHAQUE ACCÉLÉROGRAMME UTILISÉ DANS L'ÉTUDE

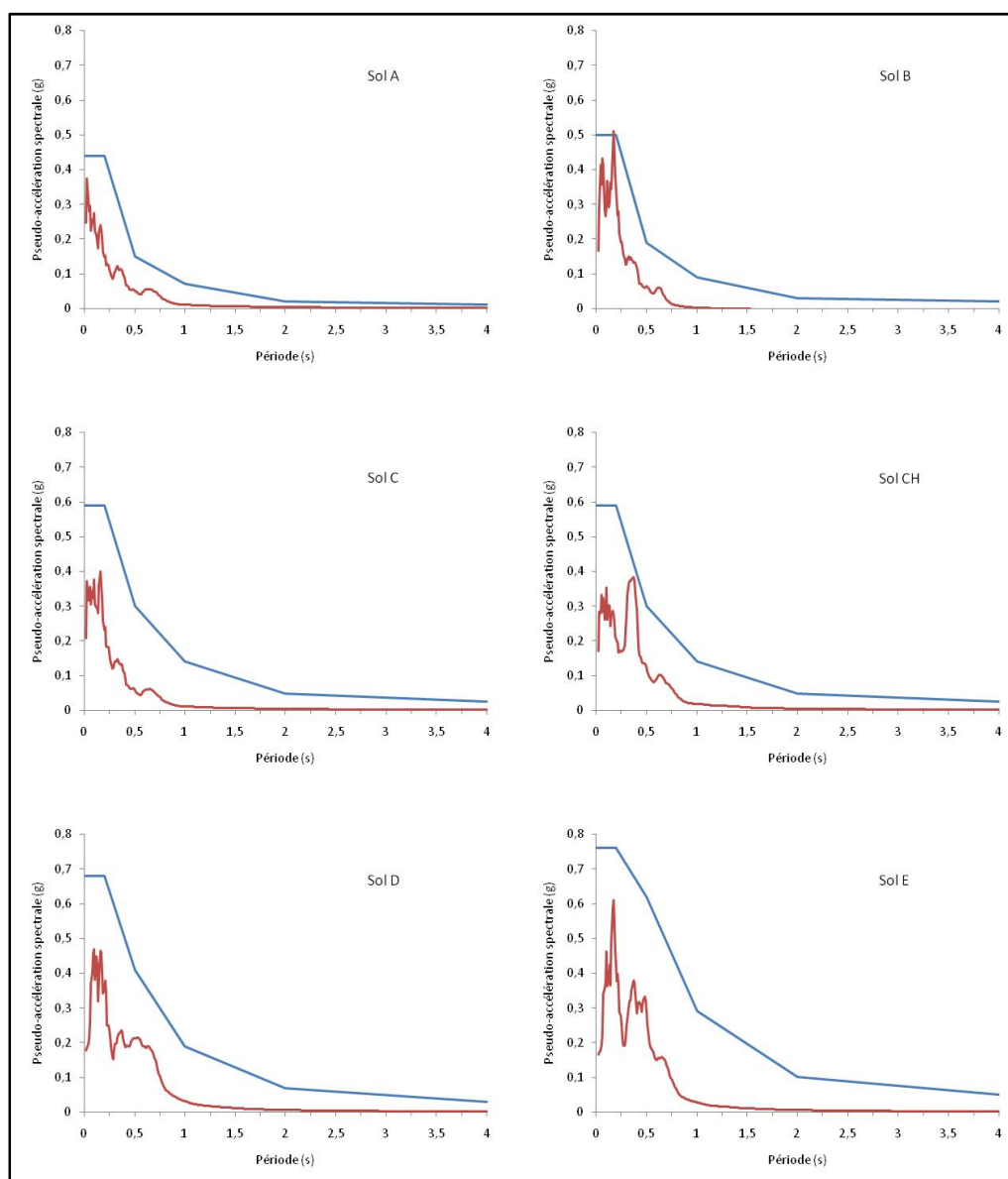


Figure IV.1 *Saguenay, station Chicoutimi Nord, avant calibration.*

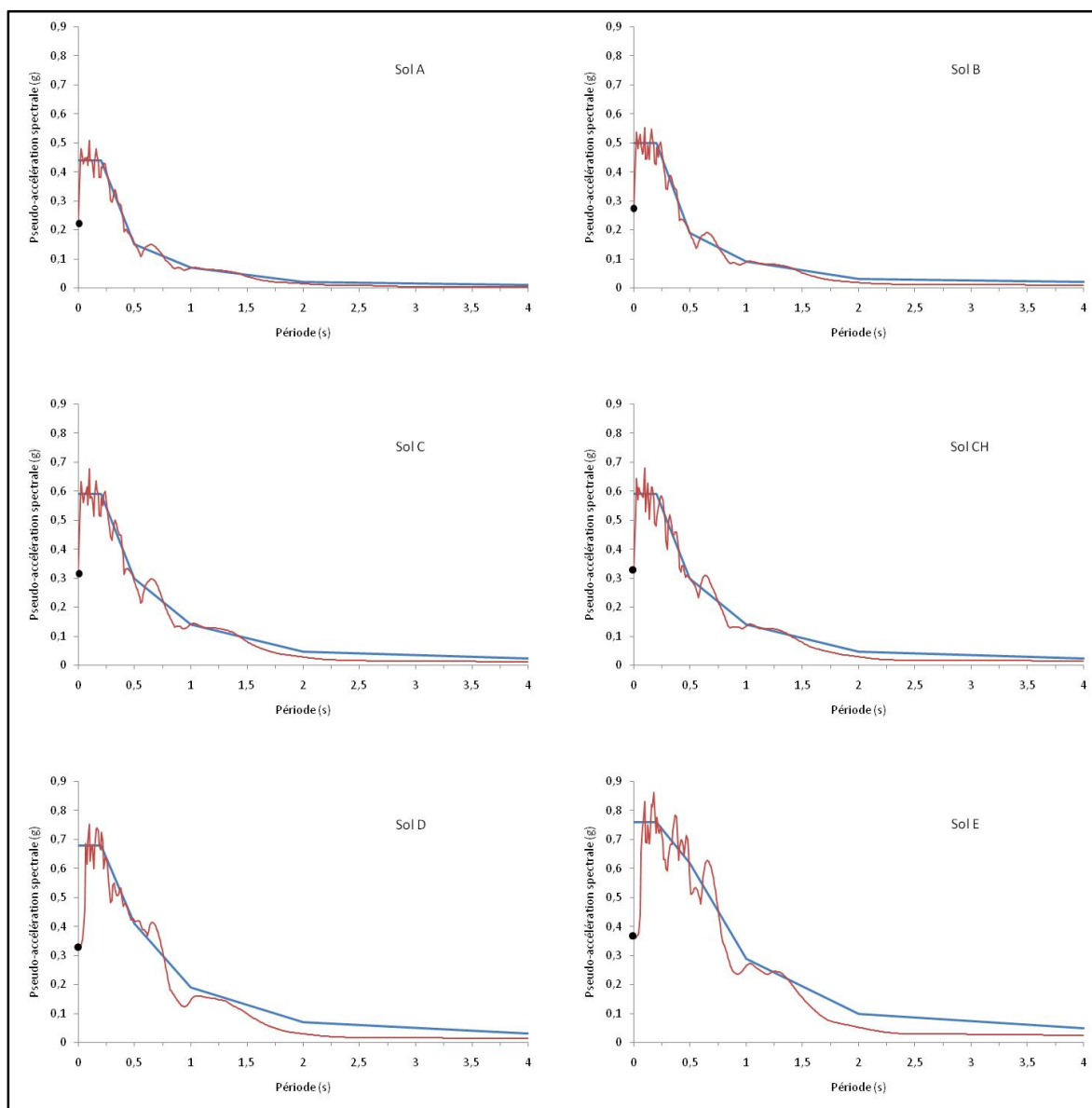


Figure IV.2 Saguenay, station Chicoutimi Nord, après calibration (2 itérations).

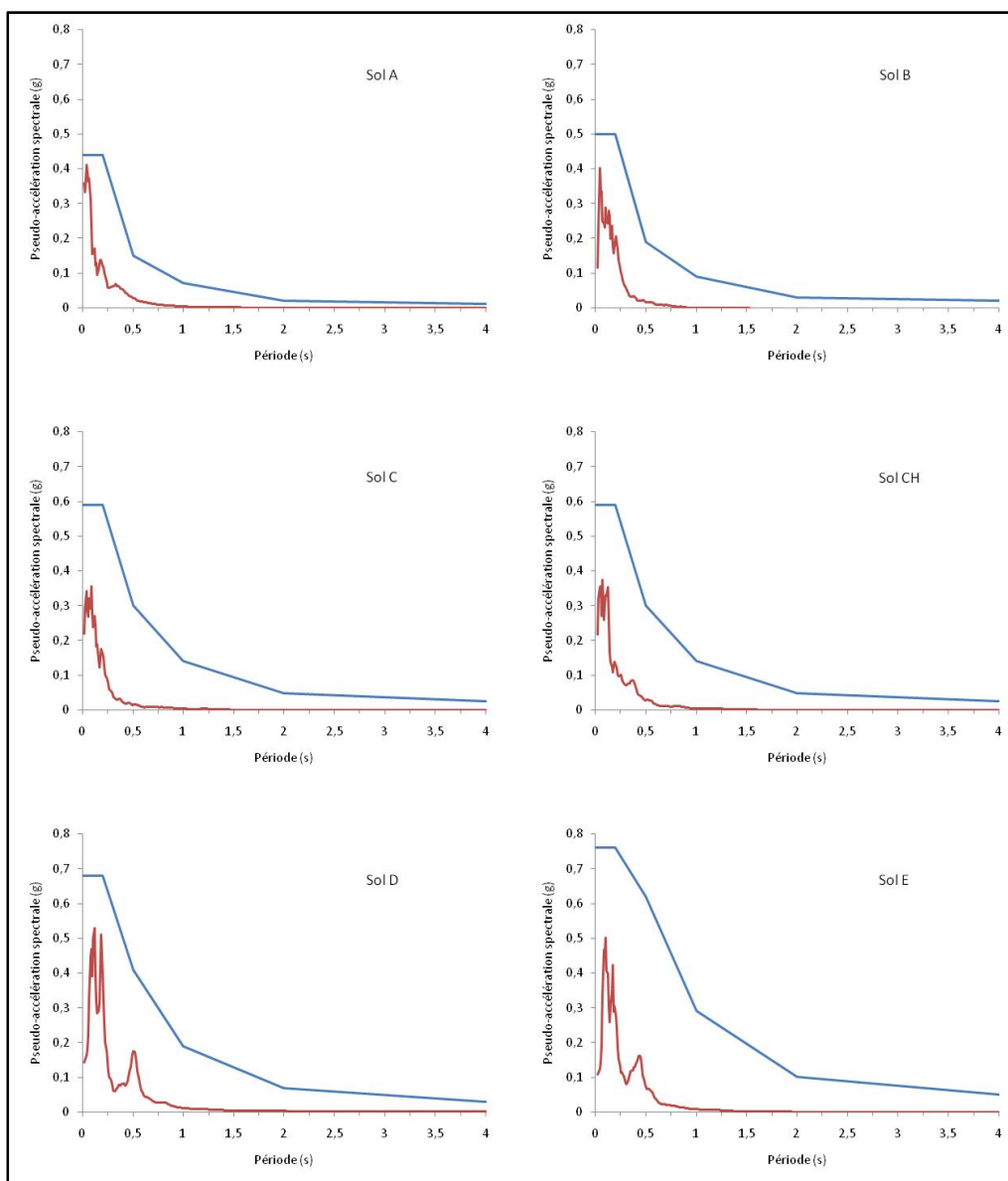


Figure IV.3 *Saguenay, station Saint-André, avant calibration.*

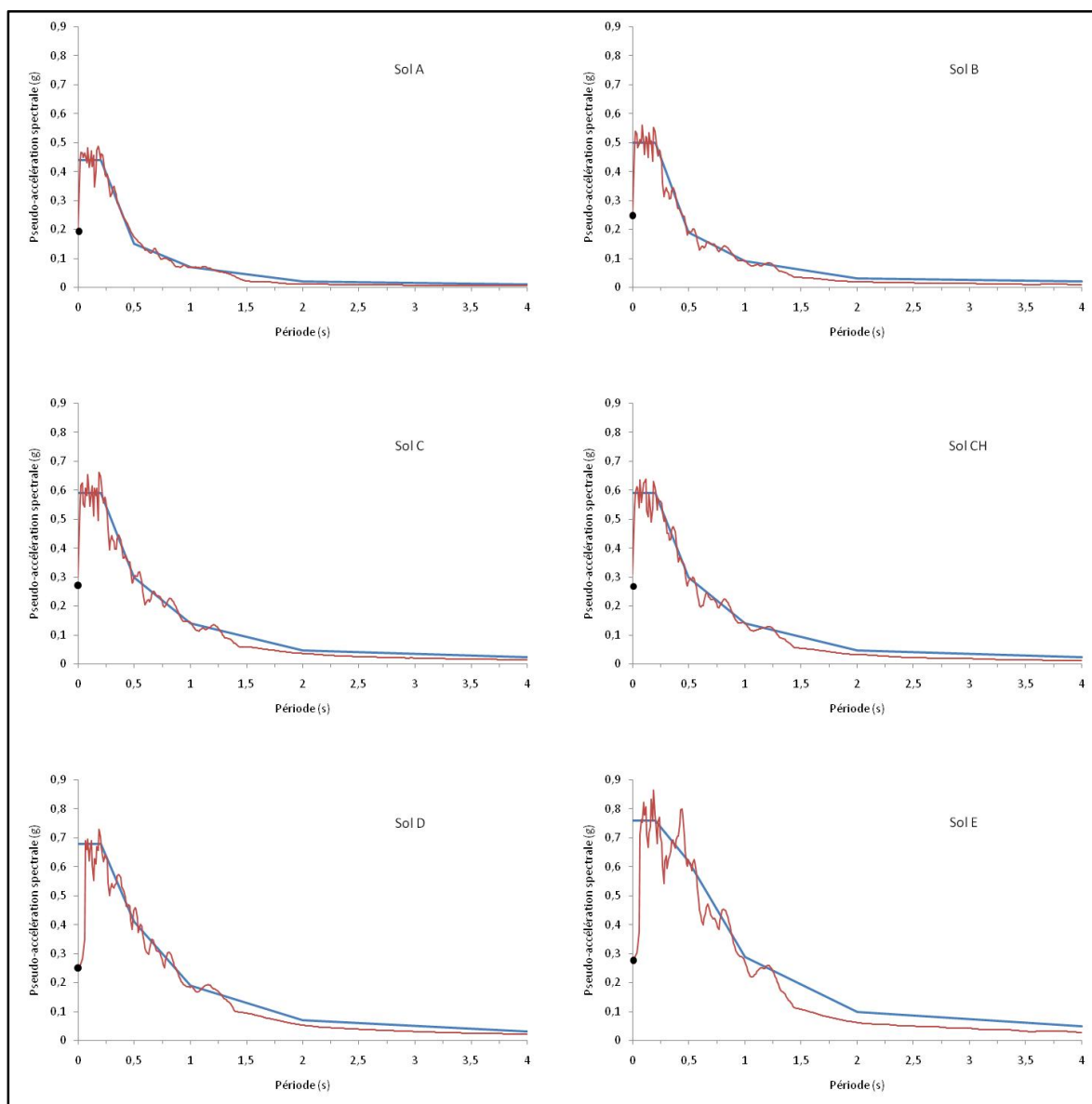


Figure IV.4 *Saguenay, station Saint-André, après calibration (2 itérations).*

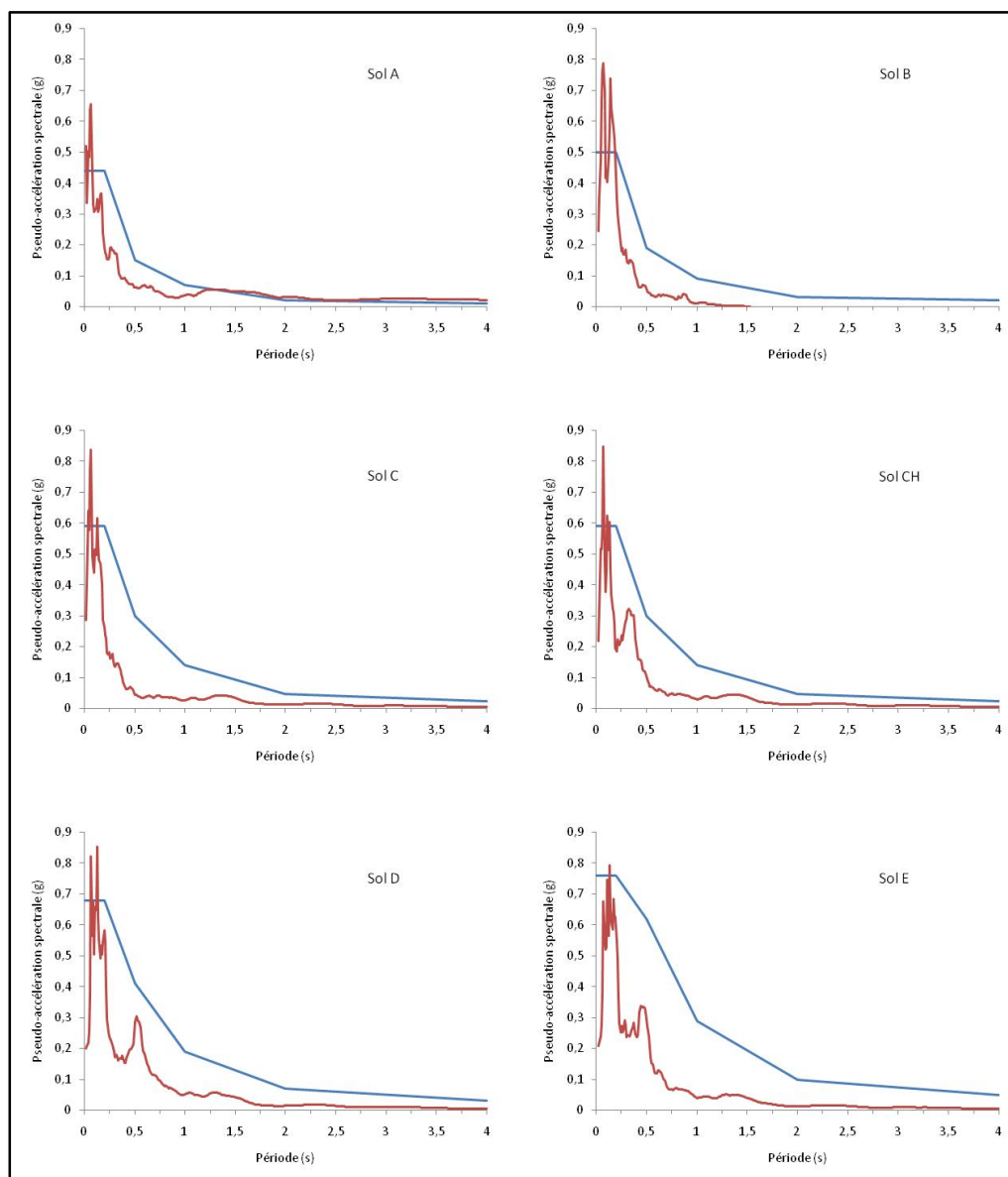


Figure IV.5 *Nahanni, station Battlement Creek, avant calibration.*

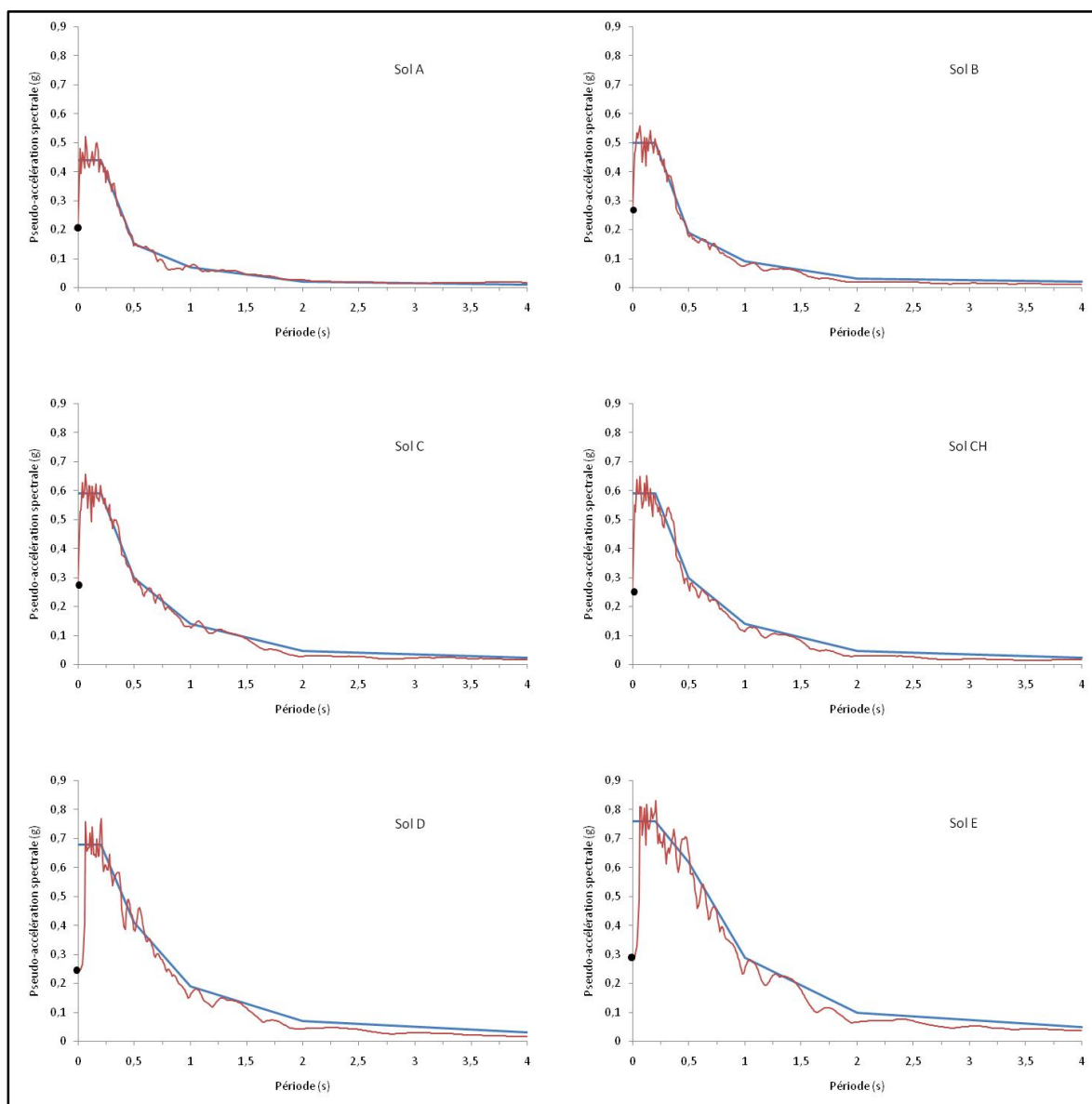


Figure IV.6 *Nahanni, station Battlement Creek, après calibration (2 itérations).*

ANNEXE V

ACCÉLÉROGRAMMES AVANT ET APRÈS CALIBRATION SUR LES SPECTRES UNIFORMES DE RISQUE SISMIQUE DU CODE

Cette annexe présente tous les accélérogrammes calculés à partir du logiciel Shake2000 avant et après calibration. Pour faciliter la comparaison des différents accélérogrammes, les échelles de temps (en s) et d'accélération (en g) sont identiques sur tous les graphiques. Les accélérogrammes sont regroupés par six (une figure par séisme), dans les figures VII.1 à VII.8.

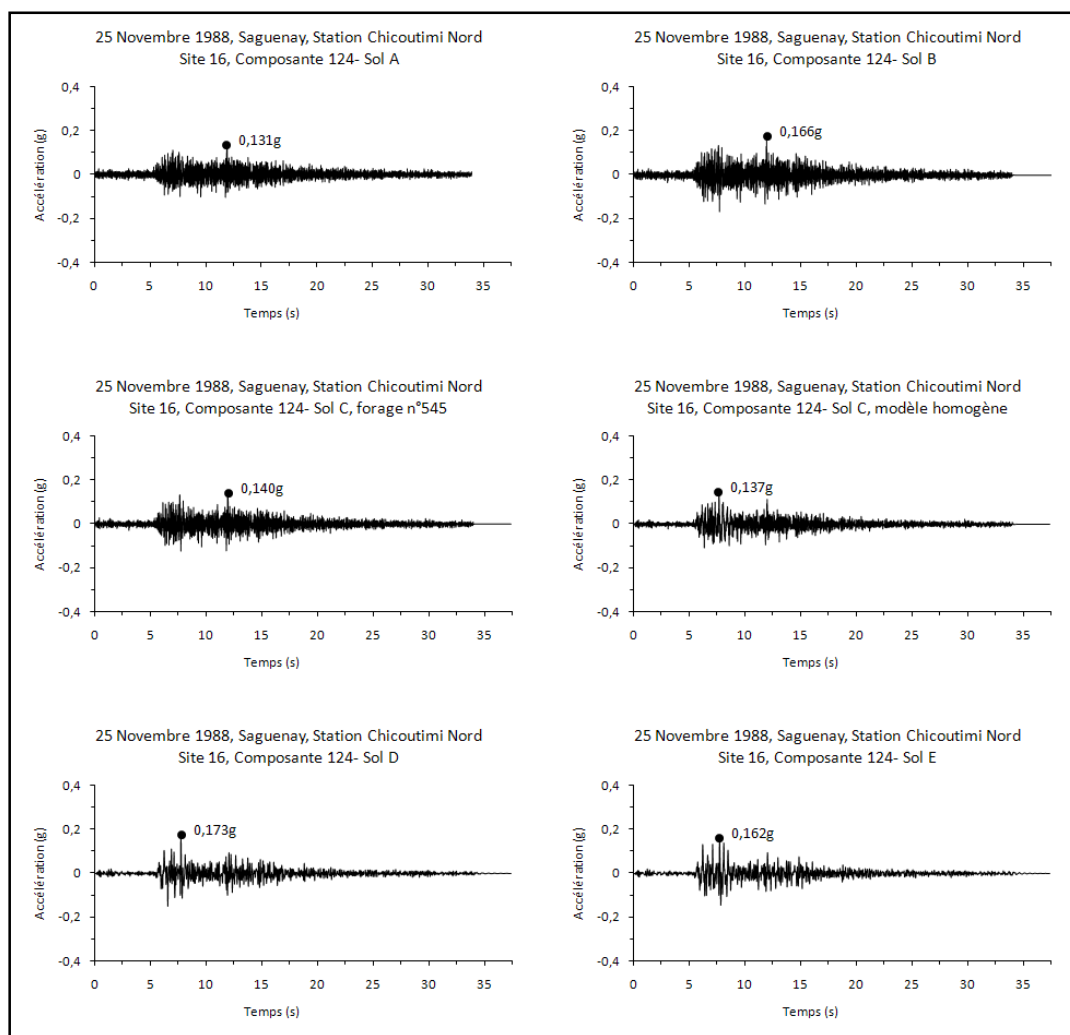


Figure V.1 *Accélérogrammes du Saguenay, station Chicoutimi Nord, avant calibration.*

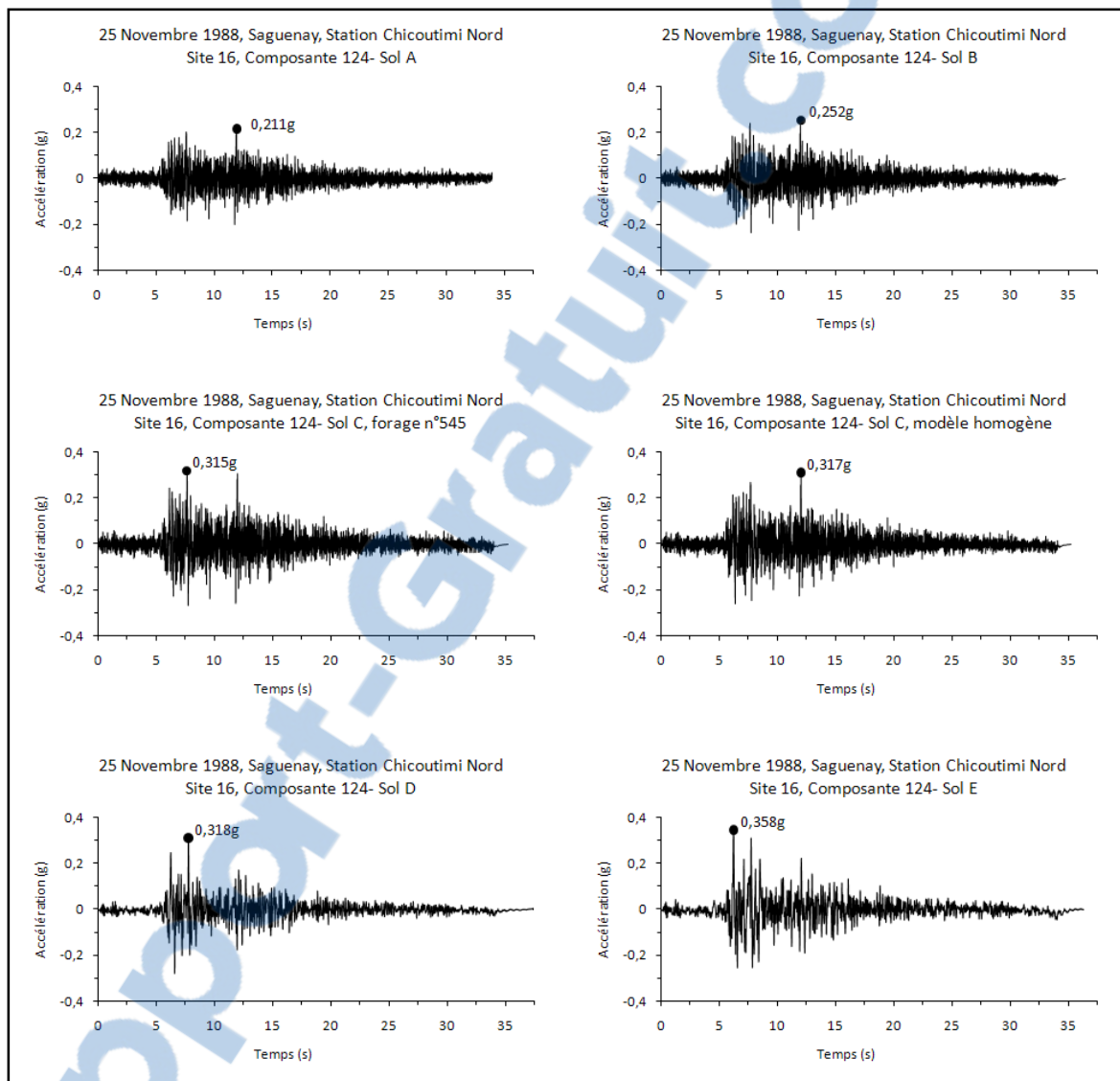


Figure V.2 *Accélérogrammes du Saguenay, station Chicoutimi Nord, après calibration.*

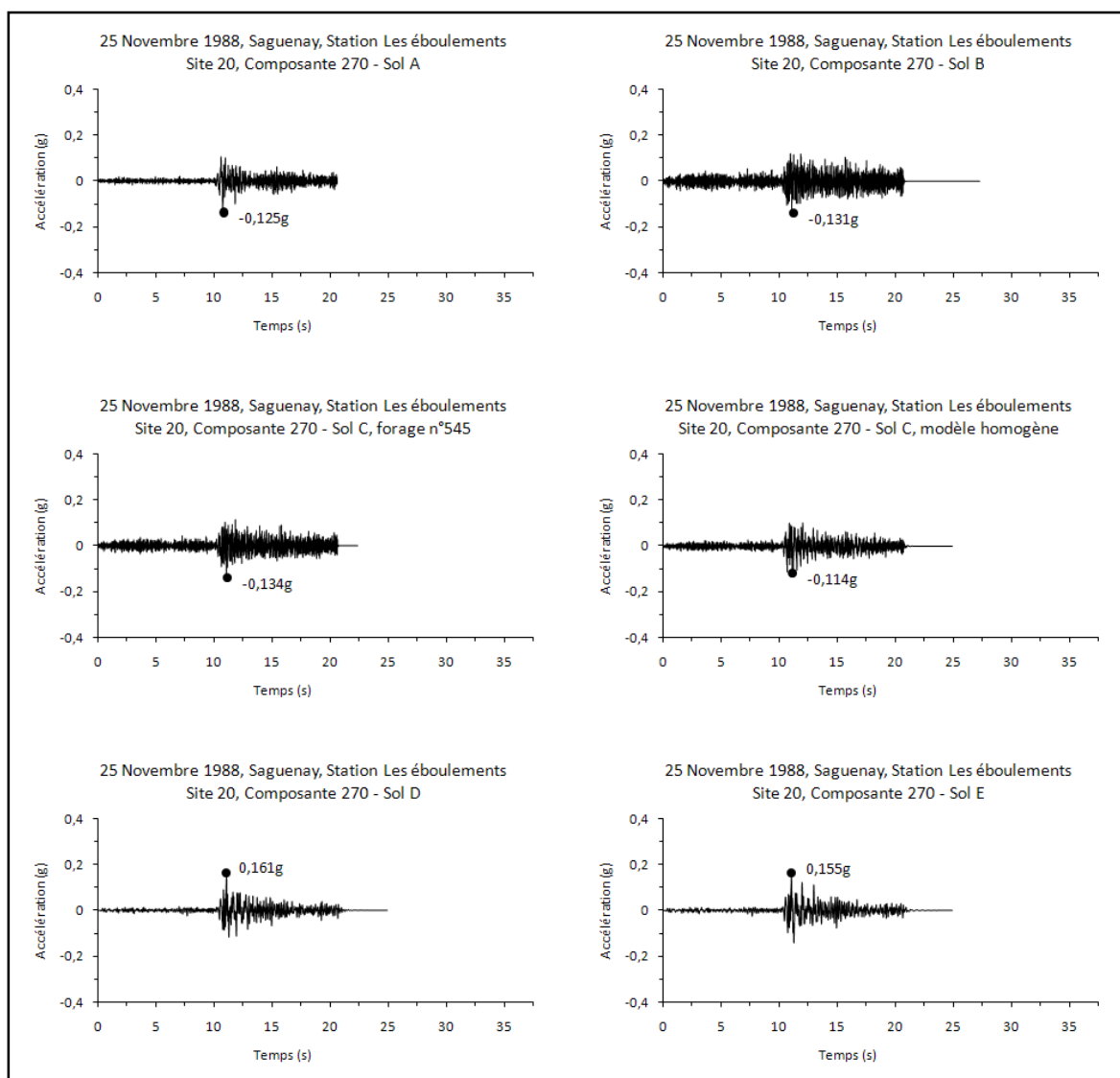


Figure V.3 *Accélérographes du Saguenay, station Les Éboulements, avant calibration.*

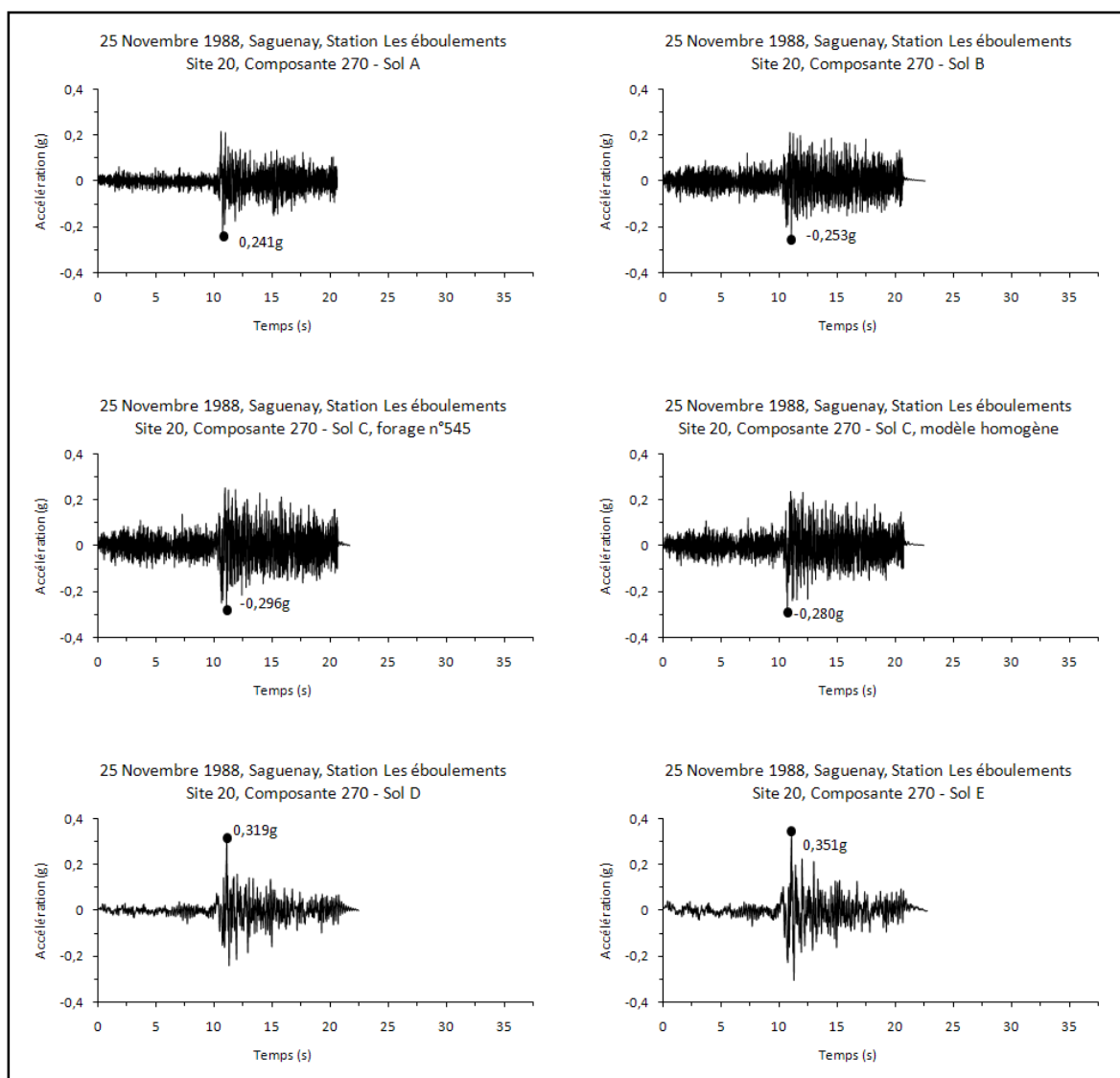


Figure V.4 *Accélérogrammes du Saguenay, station Les Éboulements, après calibration.*

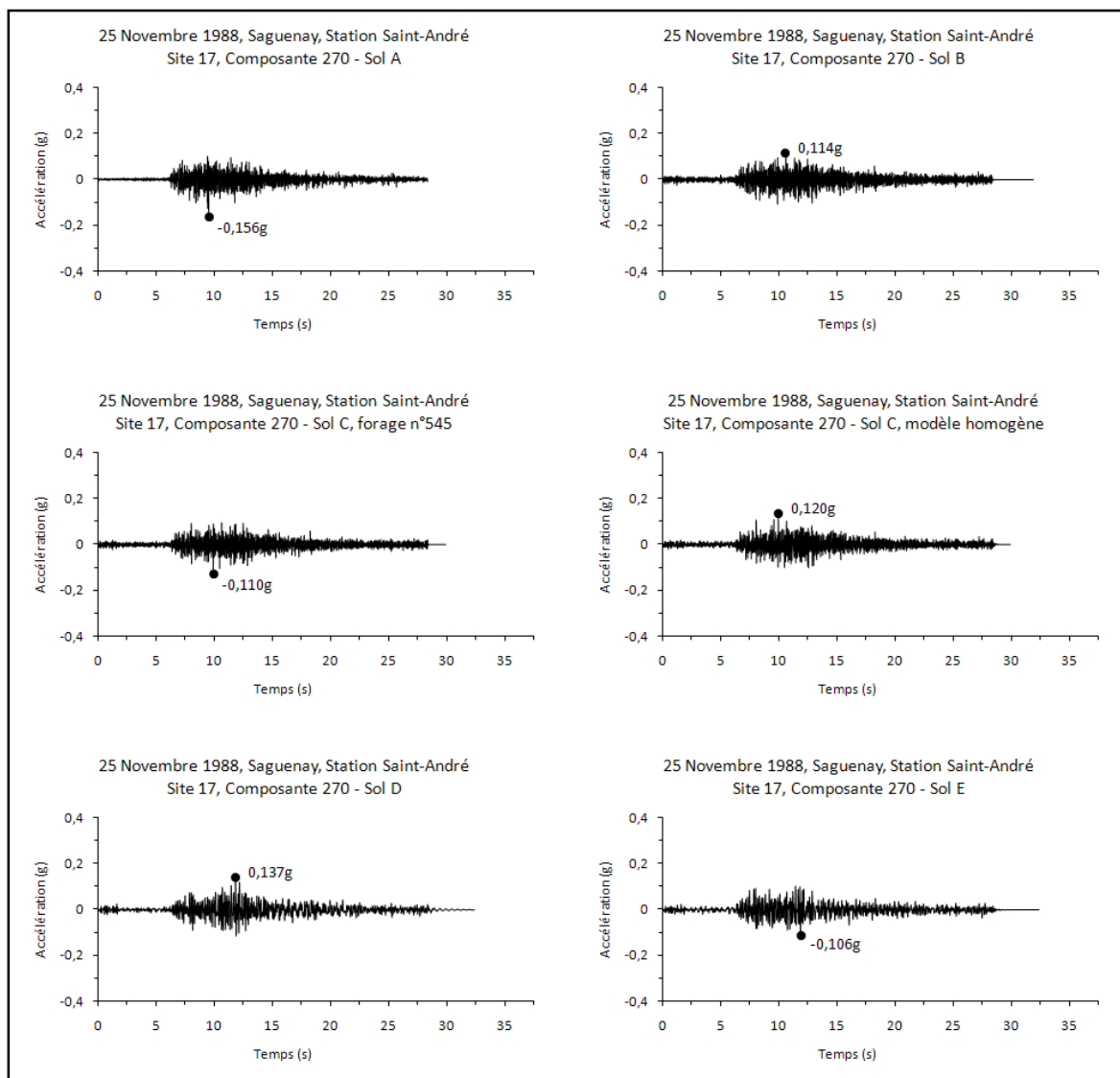


Figure V.5 *Accélérogrammes du Saguenay, station Saint-André, avant calibration.*

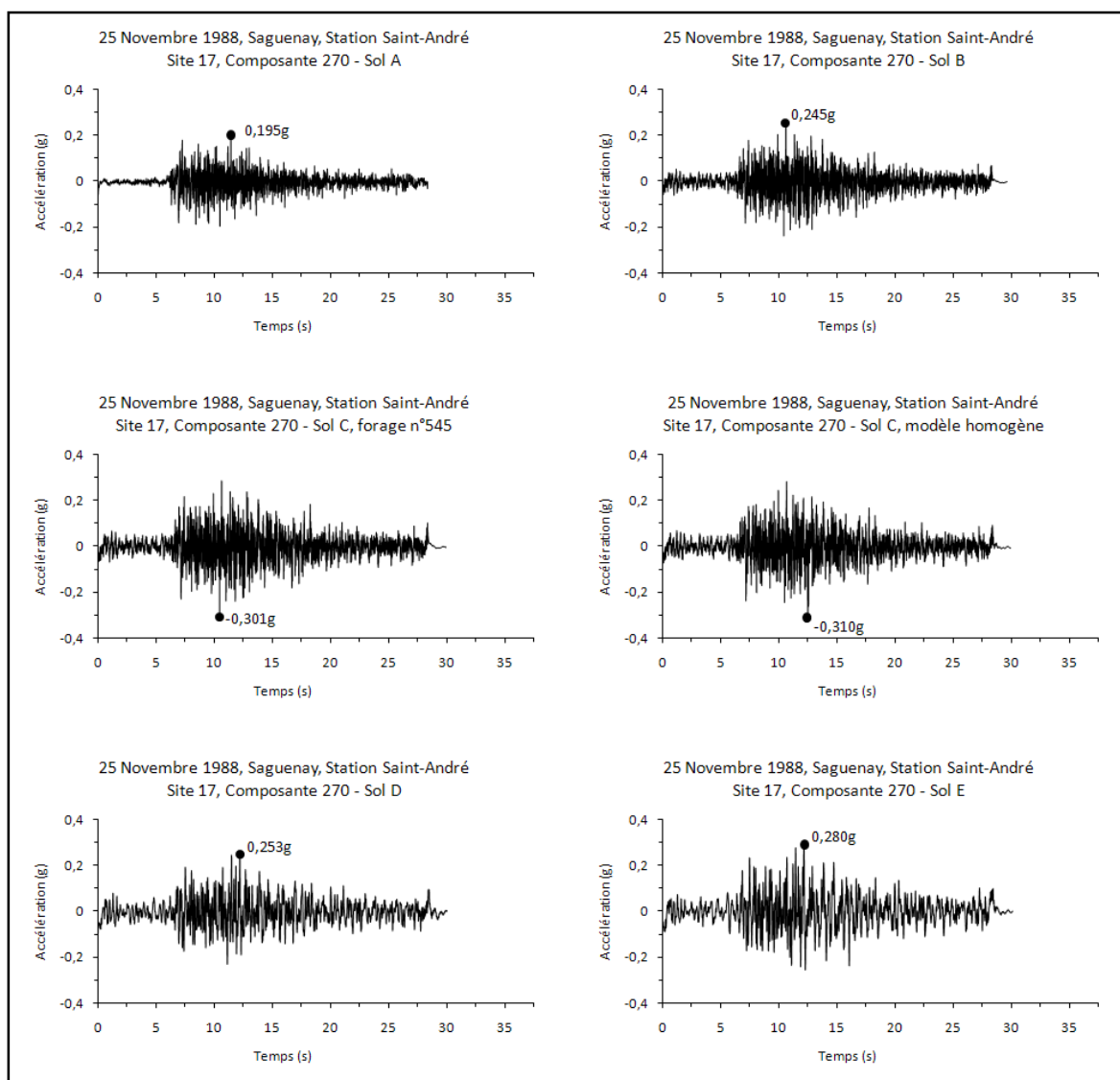


Figure V.6 *Accélérogrammes du Saguenay, station Saint-André, après calibration.*

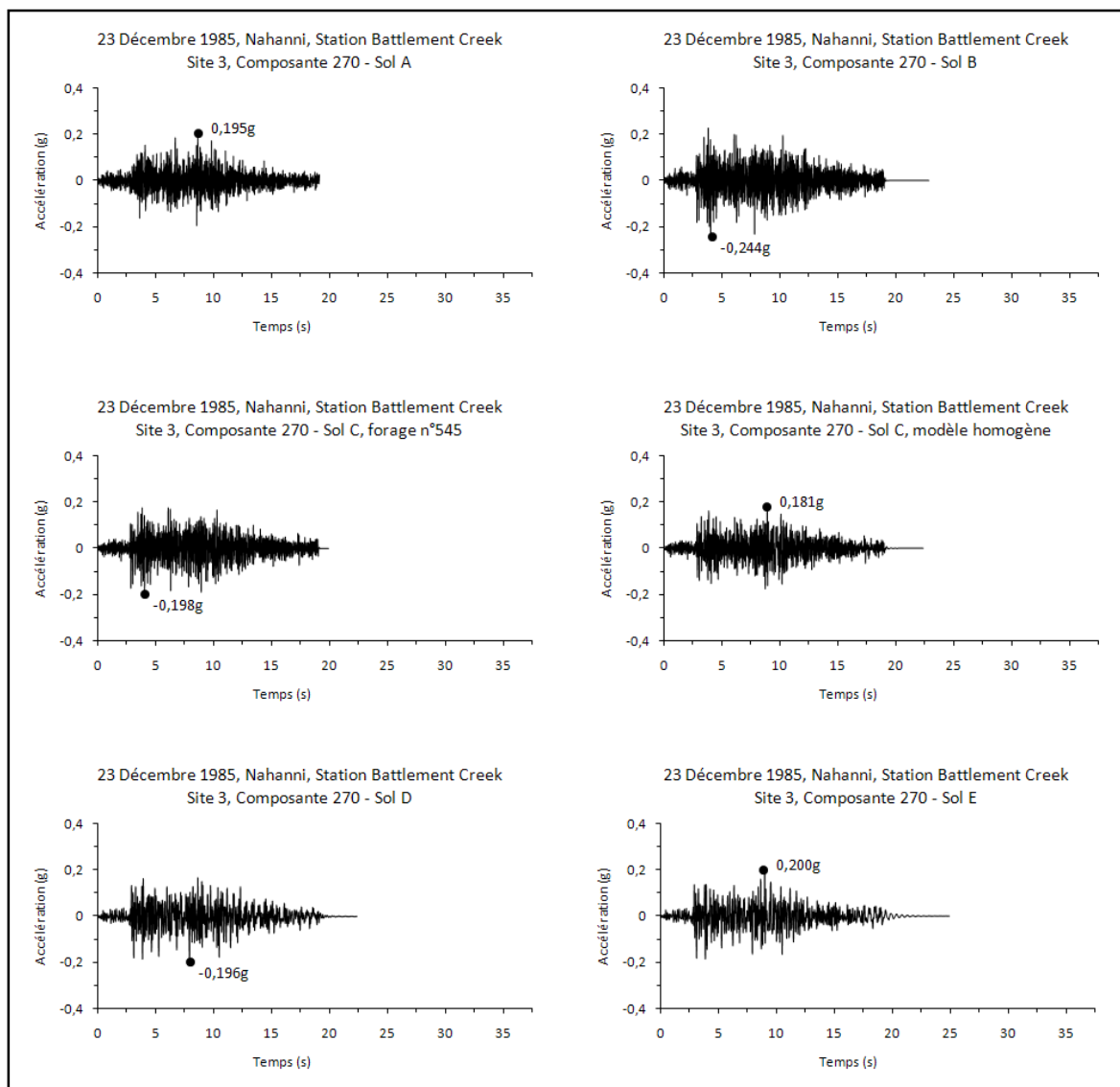


Figure V.7 *Accélérogrammes de Nahanni, station Battlement Creek, avant calibration.*

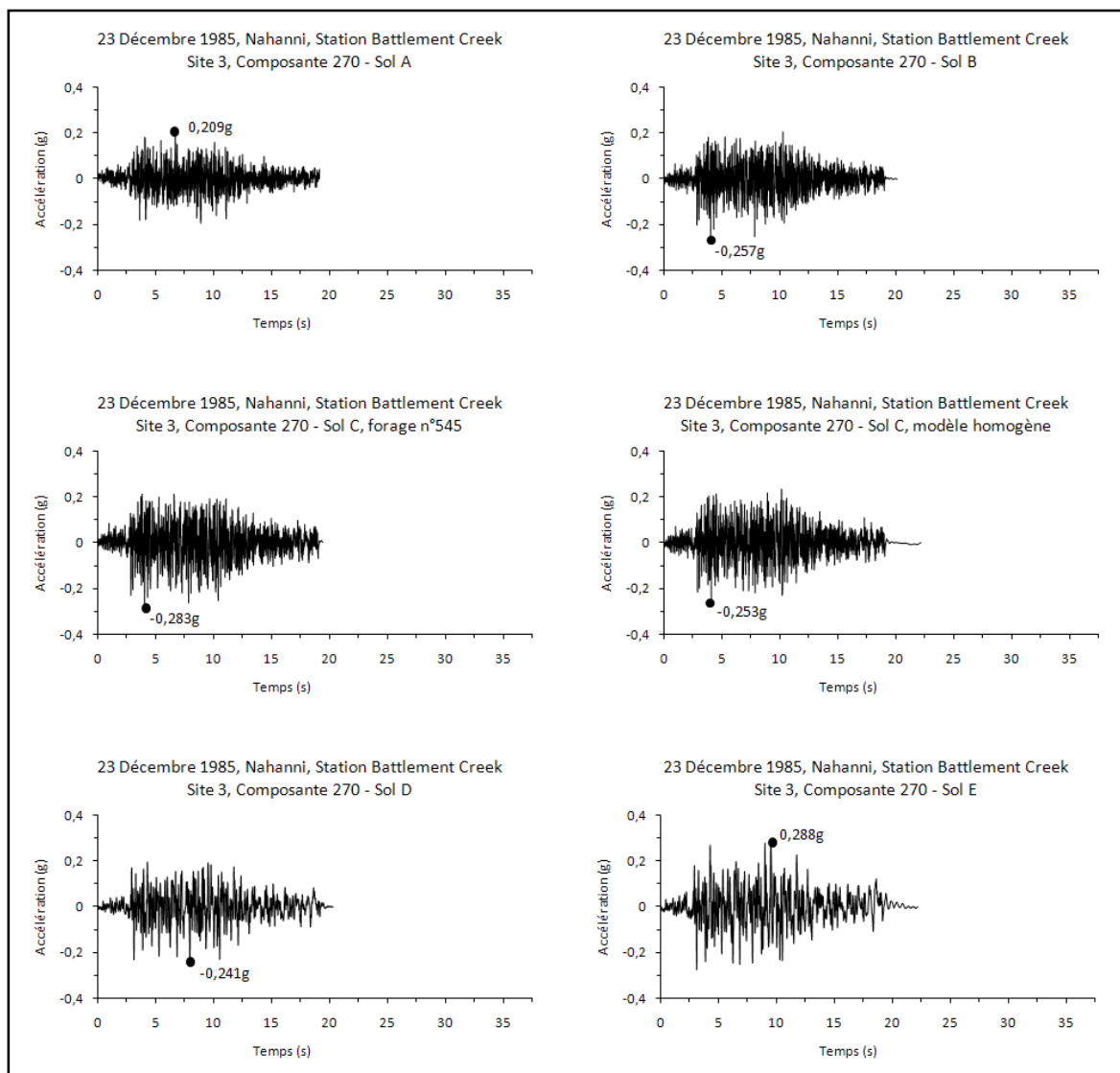


Figure V.8 *Accélérogrammes de Nahanni, station Battlement Creek, après calibration.*

ANNEXE VI

RÉPARTITION DES PONTS DE LA VILLE DE QUÉBEC PAR TYPE DE STRUCTURE

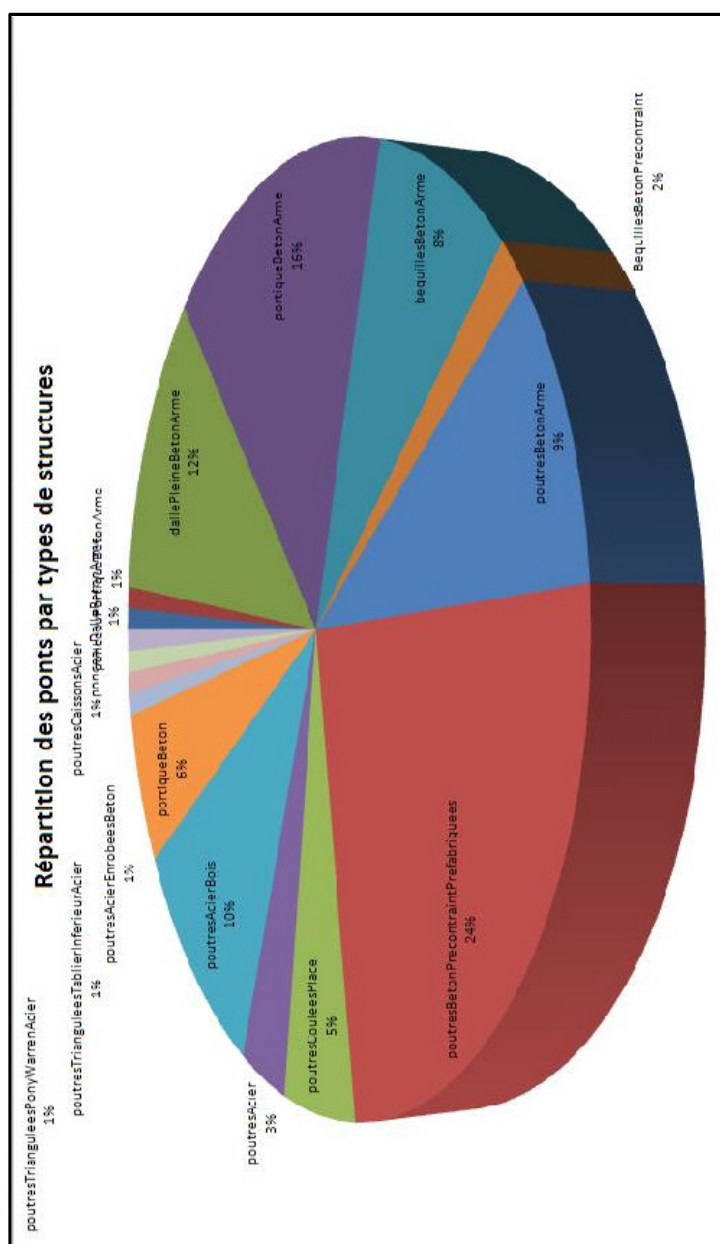


Figure VI.1 Répartition des ponts de la ville de Québec par type de structures.

ANNEXE VII

MÉTHODE DE DIMENSIONNEMENT DU MODÈLE DE L'ÉTUDE

Cette annexe présente la méthode employée pour dimensionner le modèle dans l'esprit des années 70 et 80. A ce titre la référence employée est le code CAN S6-74.

a) Béton :

$$f'_c = 3000 \text{ lb/po}^2 = 23,25 \text{ MPa}$$



b) Acier d'armature :

Recouvrement = 35mm

Armatures longitudinales

$$0,01 A_c \leq A_s \leq 0,08 A_c \quad \text{et barres} \geq \#5 \text{ (d = 16mm)}$$

$$A_c = 0,79 \text{ m}^2$$

Ligatures : $\geq \#3$ (d = 9,5mm) pour les aciers longitudinaux $\leq \#10$ (d = 32,3mm)
 $\geq \#4$ (d = 13mm) pour les aciers longitudinaux plus gros

Espacement max $\leq 16 \phi$ longitudinal
 $\leq 48 \phi$ transversal
 $\leq d/2 = 470 \text{ mm}$

Charge maximale par colonne :

$$P_t = 0,85 (0,25 f'_c A_c + A_{st} f_s)$$

c) Rotule plastique :

$$L_p = 0,08 * L + 0,022 * f_{ye} d_{bl} \quad 0,044 f_{ye} d_{bl} \quad \text{avec } f_{ye} \text{ en MPa} \Rightarrow L_p = 0,652 \text{ m} > 0,344 \text{ m}$$

Ou

$$L_p = 0,08 * L + 0,15 * f_{ye} d_{bl} \quad 0,3 f_{ye} d_{bl} \quad \text{avec } f_{ye} \text{ en ksi}$$

d) Inerties équivalentes

I_z

Inertie d'une poutre AASHTO VI : $16\,489 \text{ mm}^4$, 6 poutres $\Rightarrow 65956 \text{ mm}^4$

Inertie dalle tablier : $bh^3/12 = 15\,000 * 200^3/12 = 10\,000\,000 \text{ mm}^4$

Somme = $10\,065\,956 \text{ mm}^4 = 0,01007 \text{ m}^4$

I_y

Équivalent inertie tablier = $56,25 \text{ m}^4$

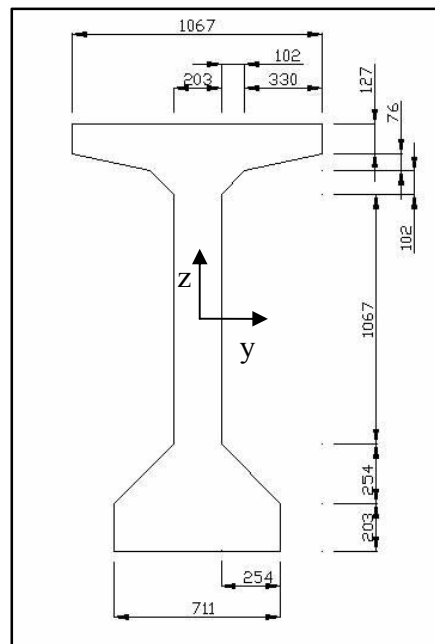


Figure VII.1 Poutre AASHTO type VI (dimensions en mm).

e) Forces sismiques :

« Dans les régions où on s'attend à des tremblements de terre, on doit tenir spécialement compte des forces sismiques ».

f) Combinaisons de forces :

Statique : $D + L$ (charge morte + charge vive)

Dynamique : $D + Q$ (charge morte + charge sismique)

Le code de 1974 ne prescrivant pas de méthode particulière pour déterminer les charges sismiques les moments maximaux en pied de colonne ont été calculés par l'intermédiaire du logiciel SAP 2000. Un premier dimensionnement approximatif des armatures est réalisé, puis on fait une analyse dynamique spectrale en utilisant le spectre défini par le CNBC 85 (10% en 50 ans) pour la ville de Québec. Le dimensionnement de la colonne est fait à l'aide du logiciel PCA Col. Le pont est ensuite modélisé et analysé à l'aide de SAP2000.

Spectre de risque sismique, Québec 10% en 50 ans (CNBC 85)

Tableau VII.1

Valeurs des accélérations spectrales pour le spectre de la ville de Québec.

Période (s)	Accélération (g)
0	0,24
0,2	0,24
0,5	0,11
1	0,042
2	0,014
4	0,007

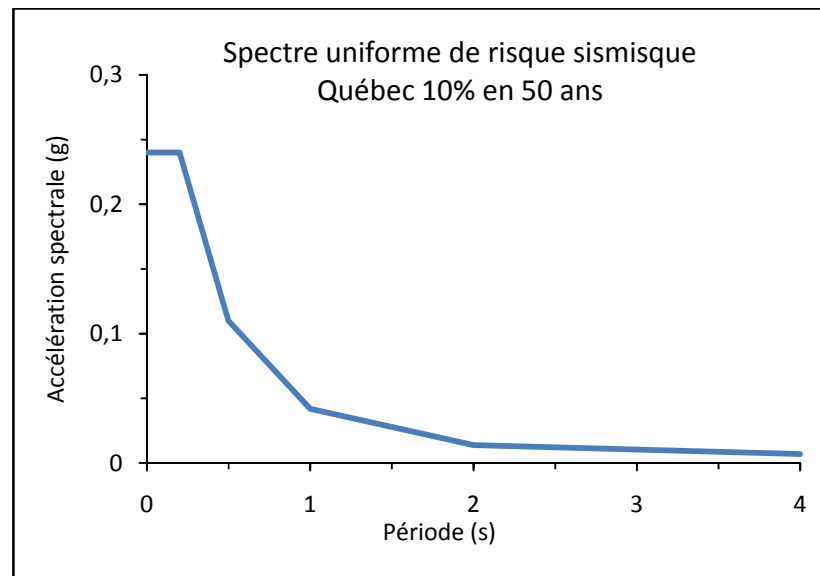


Figure VII.2 *Spectre uniforme de risque sismique pour la ville de Québec (10%/50ans).*

Les accélérogrammes ont été introduits dans les directions longitudinale et transversale puis combinés afin de déterminer le moment maximal en pied de colonne.

Tableau VII.2

Calcul des moments maximaux en pied de colonne.

	Mx (kNm)	My (kNm)
Sx	59	0
Sy	0	8
$Sx + 0,3 Sy$	59	2,7
$Sy + 0,3 Sx$	19,7	8

Les résultats du dimensionnement sont présentés à la Figure VII.3.

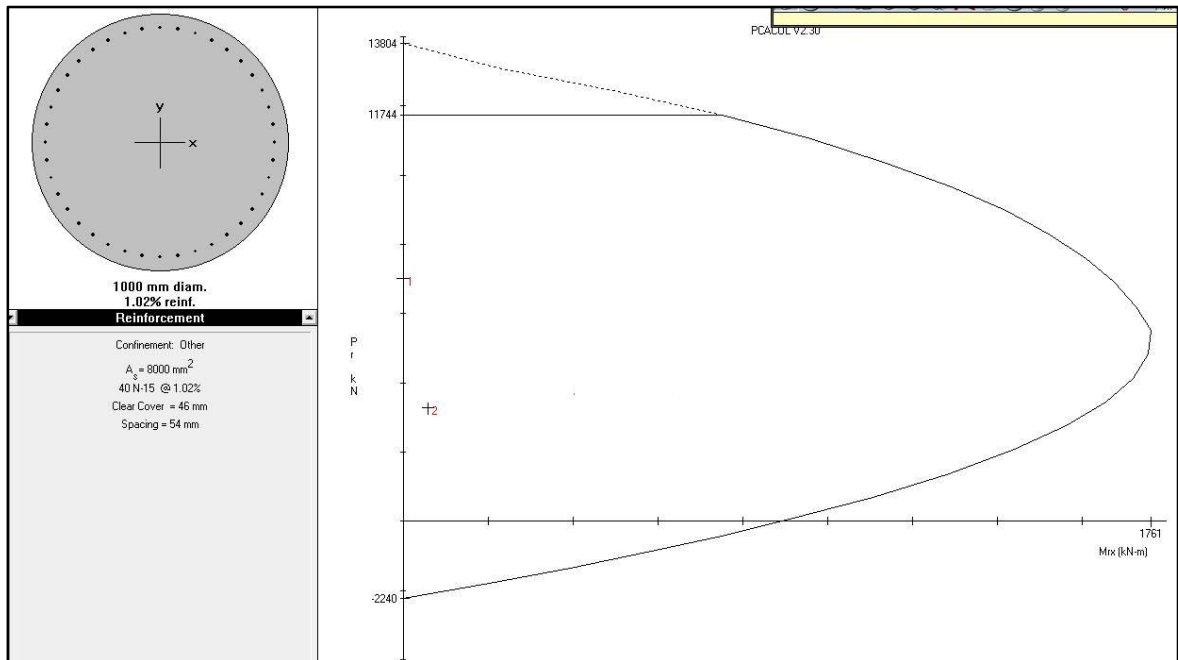


Figure VII.3 Résultats de PCA Col pour le dimensionnement des armatures.

On emploiera des barres n°20 ($d = 19,85 \text{ mm}$) avec un pourcentage d'acier aussi proche que possible de celui défini par le calcul.

$$A_s = 8000 \text{ mm}^2 \quad A_{20} = 300 \text{ mm}^2 \quad 8000 / 300 = 26,66 = \mathbf{27 \text{ barres n}^\circ 20}$$

$$\text{Soit } 27 \times 300 = 8100 \text{ mm}^2 = 1,03 \% A_c > 1 \% A_c$$

Ainsi on a :

Ligatures : $\geq \#3$ ($d = 9,5 \text{ mm}$) pour les aciers longitudinaux $\leq \#10$ ($d = 32,3 \text{ mm}$)

$\geq \#4$ ($d = 13 \text{ mm}$) pour les aciers longitudinaux plus gros

On prend des ligatures **n°10** ($d = 11,28 \text{ mm}$)

$$\text{Espacement max} \leq 16 \phi \text{ longitudinal} = 317,6 \text{ mm}$$

$$\leq 48 \phi \text{ transversal} = 541,44$$

$$\leq d/2 = 470 \text{ mm}$$

On prendra donc un espacement de **300 mm**.

Charge maximale par colonne :

$$P_t = 0,85 (0,25 f'_c A_c + A_{st} f_s) = 9,6 \text{ MN}$$



Charge appliquée :

Charge morte totale du pont = $6,65 \text{ MN} \times 1,25$ (tablier continu à deux travées sur appuis simples) = $8,3 \text{ MN}$

Charge vive totale du pont = $16 \text{ camions de } 330 \text{ kN (S6-74)} \times 0,75 \text{ (4 voies ou plus)} \times 1,25 = 3960 \times 1,25 = 4950 \text{ kN} = 4,95 \text{ MN}$

Charge morte sur une colonne = $8,3 / 4 = 2,1 \text{ MN}$

Charge vive sur une colonne = $4,95 / 4 = 1,24 \text{ MN}$

Charge totale coefficientée = $1,25D + 1,5L = 1,25 \times 2,1 + 1,5 \times 1,24 = \mathbf{4,49 \text{ MN} < 9,6 \text{ MN}}$

Le ratio capacité / demande est de 2,1 ce qui représente un niveau de sécurité acceptable (en général on préconise d'avoir un ratio capacité / demande compris entre 2 et 3).

ANNEXE VIII

RÉSULTATS EXHAUSTIFS DES ANALYSES LINÉAIRES

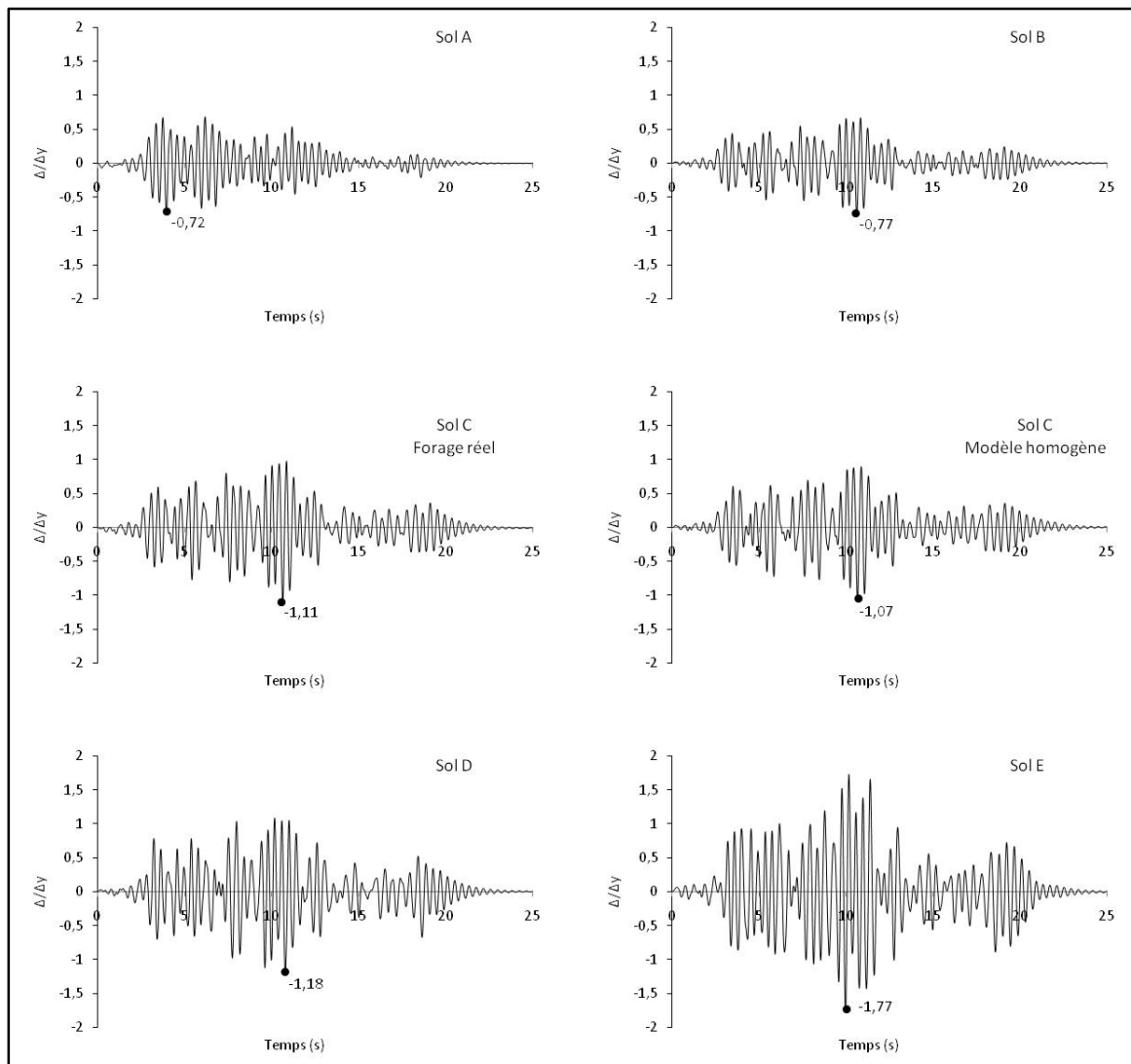


Figure VIII.1 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire longitudinale (Nahanni, Battlement Creek).*

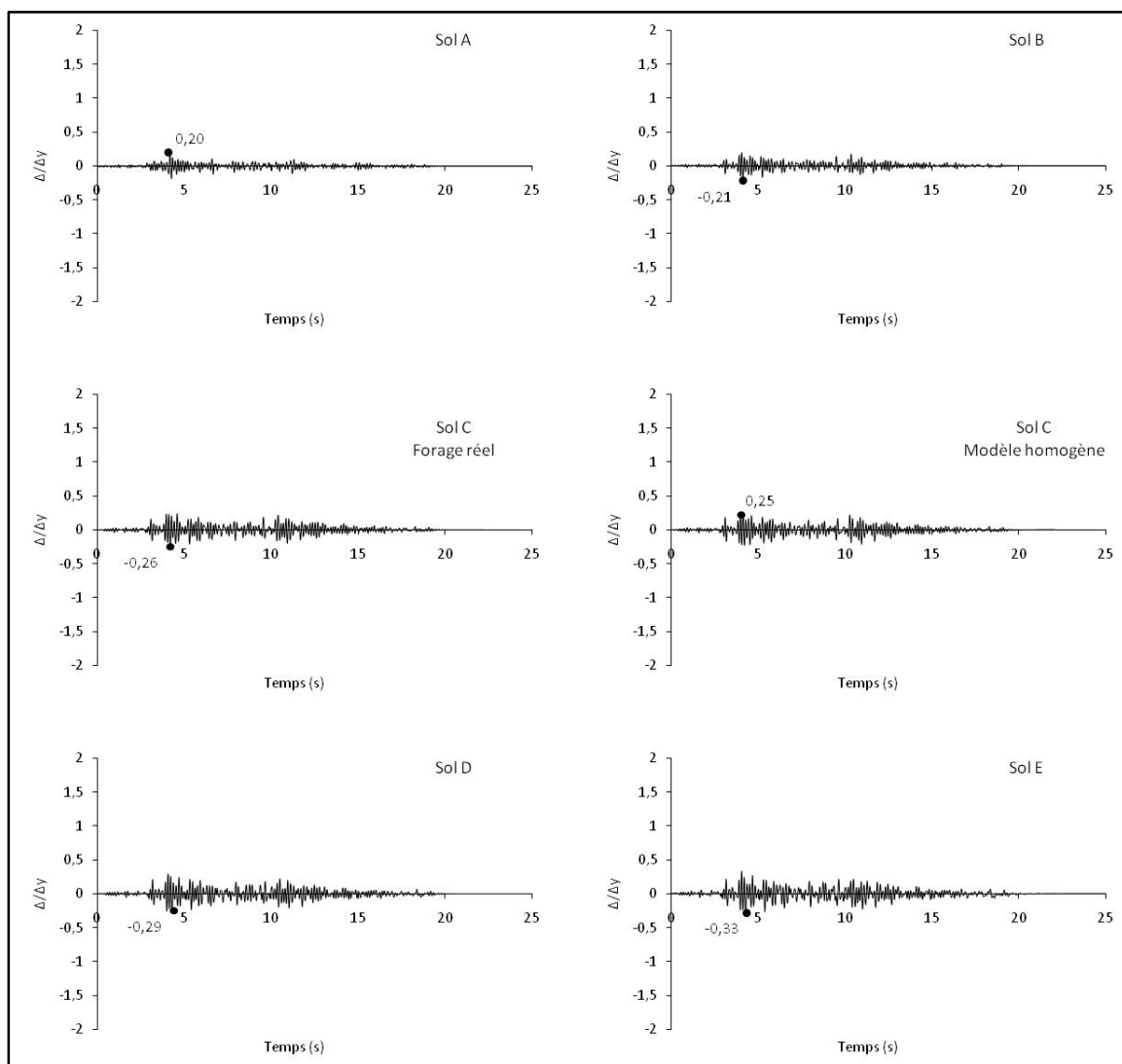


Figure VIII.2 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire transversale (Nahanni, Battlement Creek).*

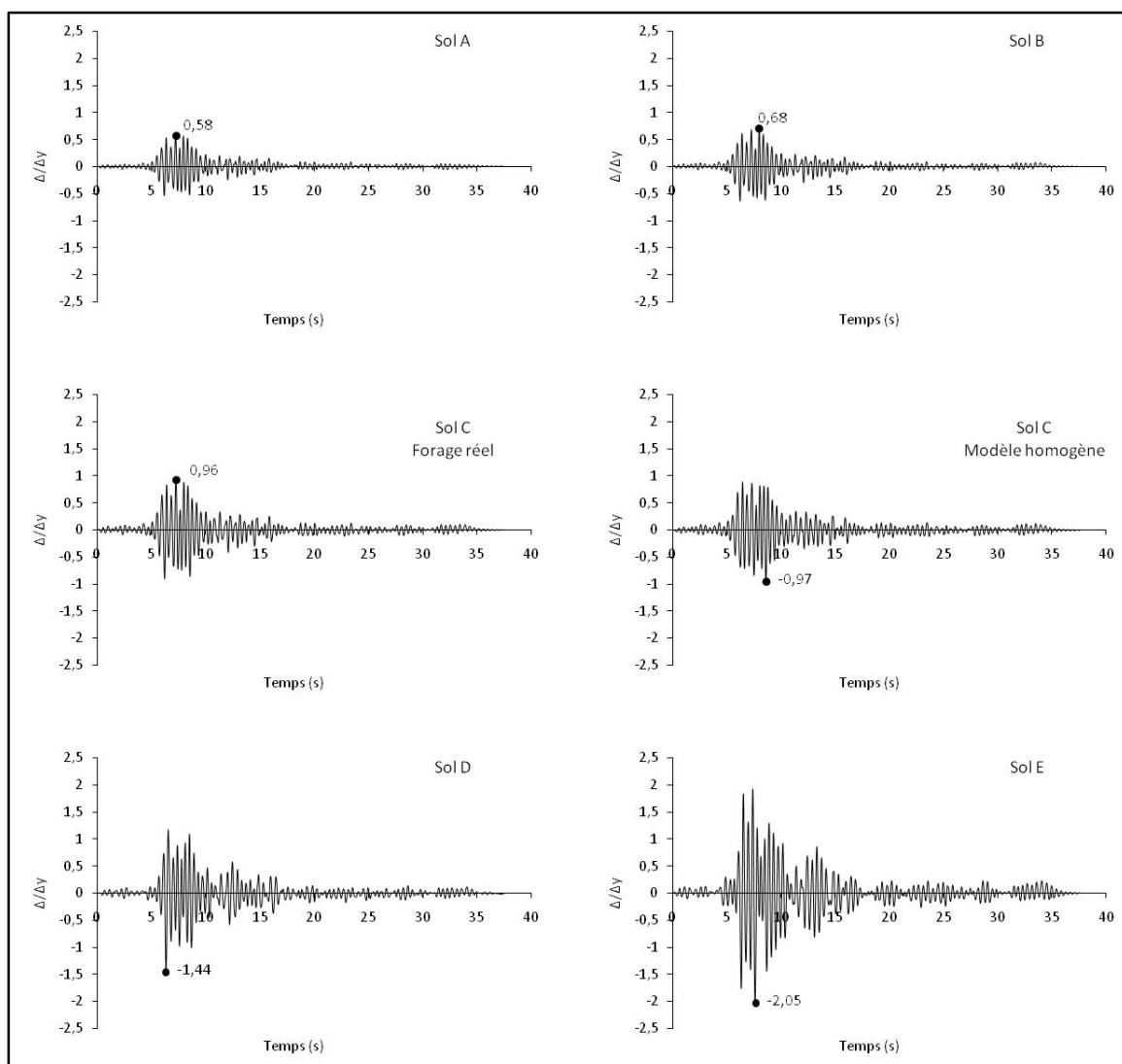


Figure VIII.3 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire longitudinale (Saguenay, Chicoutimi Nord).*

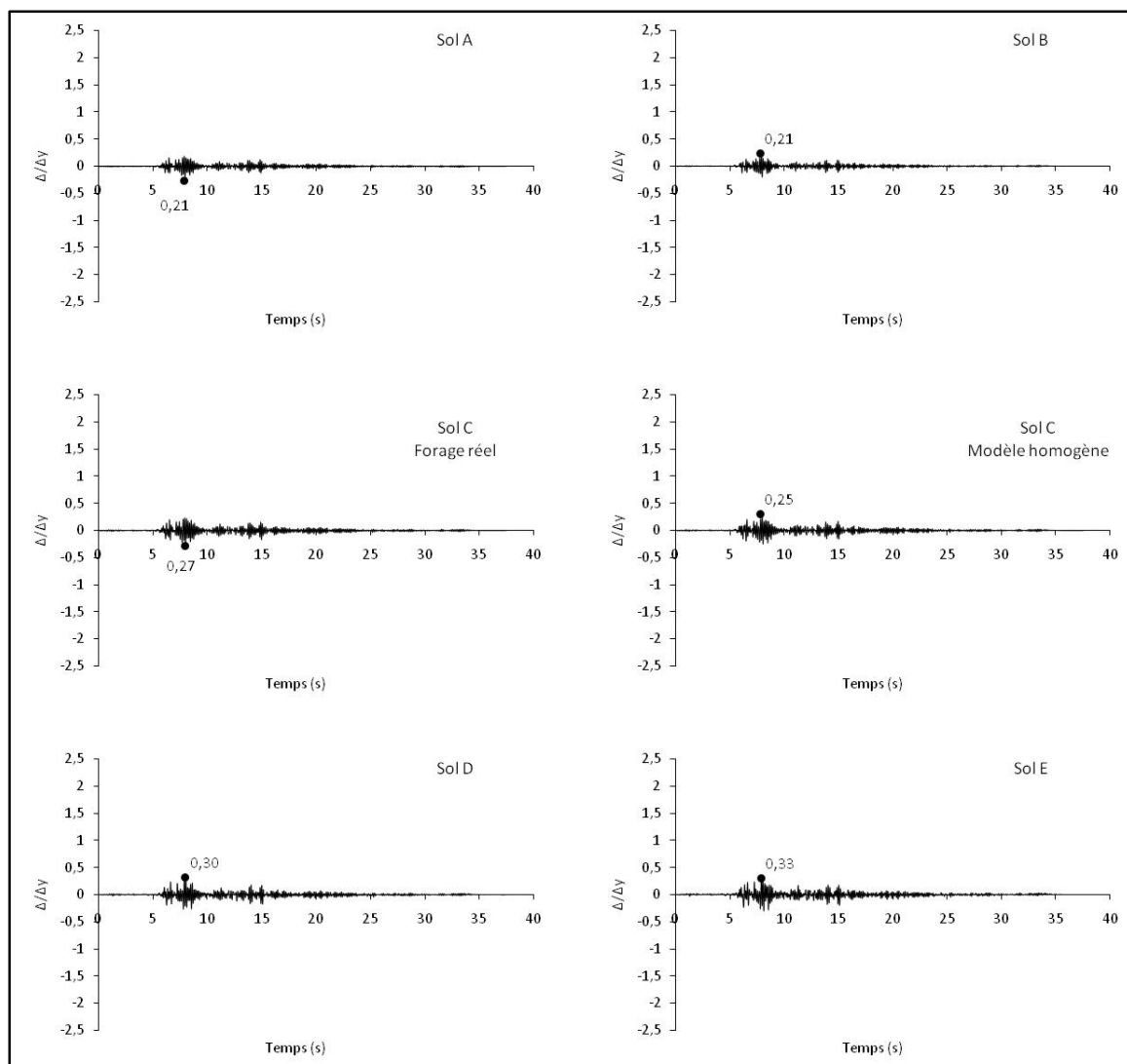


Figure VIII.4 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire transversale (Saguenay, Chicoutimi Nord).*

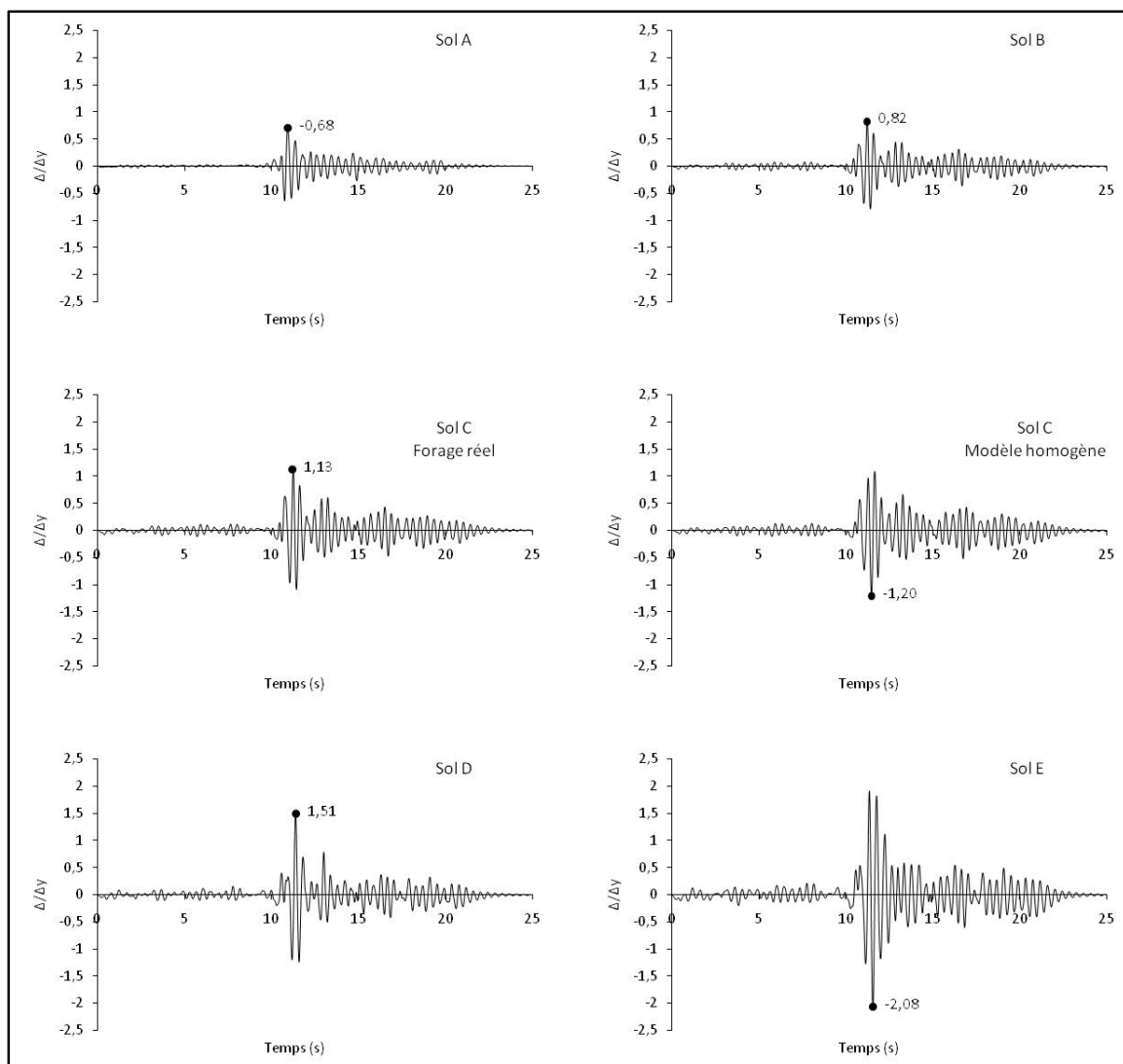


Figure VIII.5 Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire longitudinale (Saguenay, Les Éboulements).

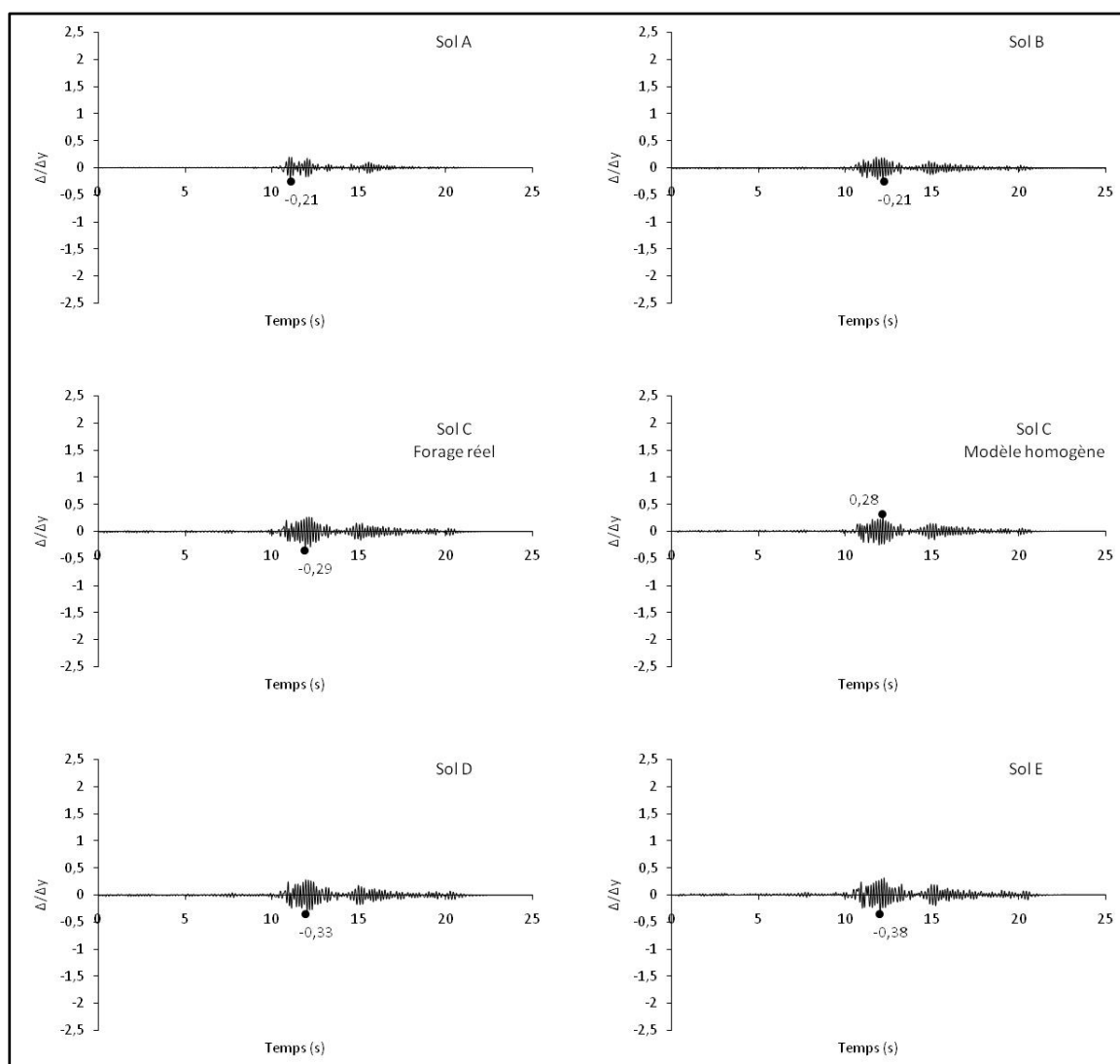


Figure VIII.6 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire transversale (Saguenay, Les Éboulements).*

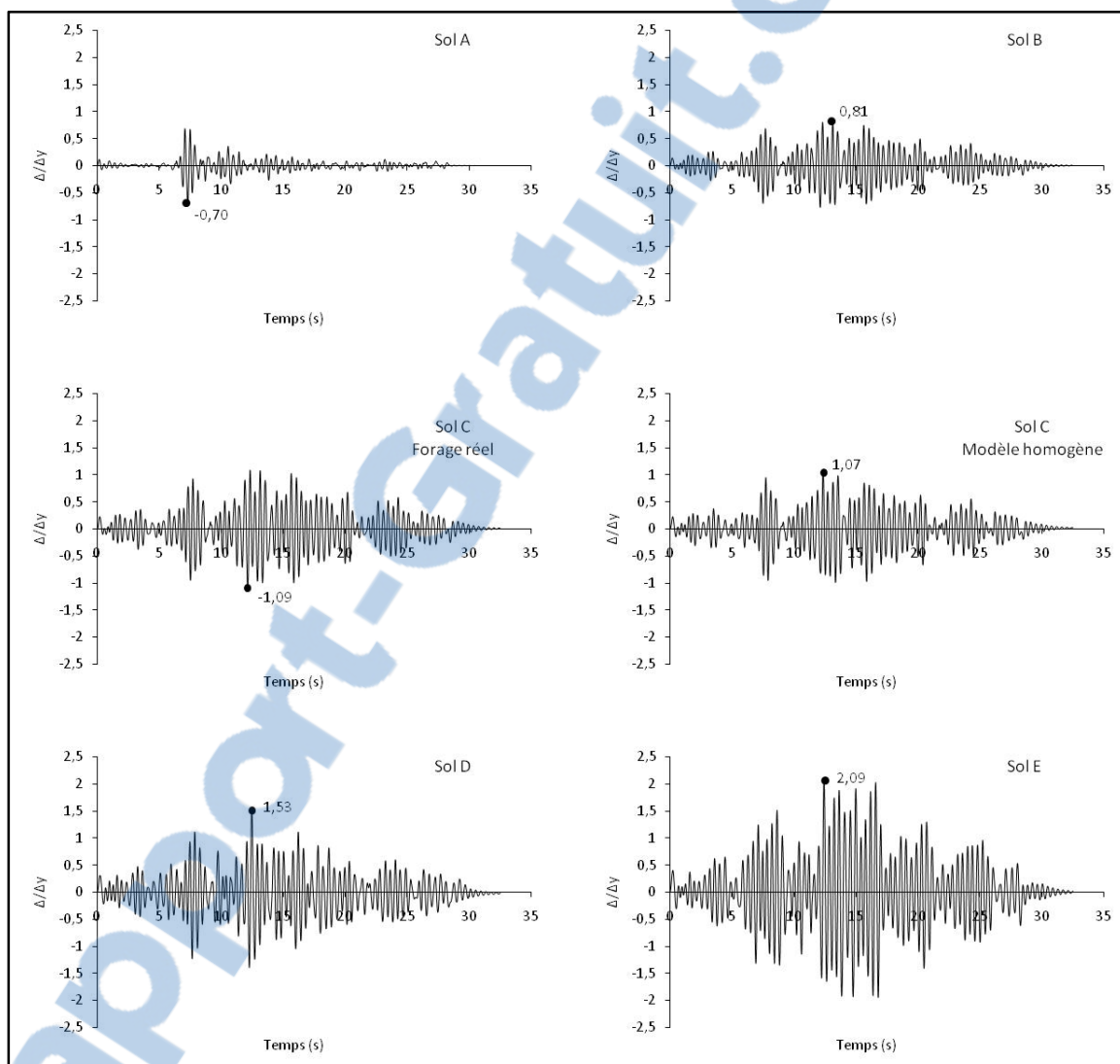


Figure VIII.7 Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire longitudinale (Saguenay, Saint-André).

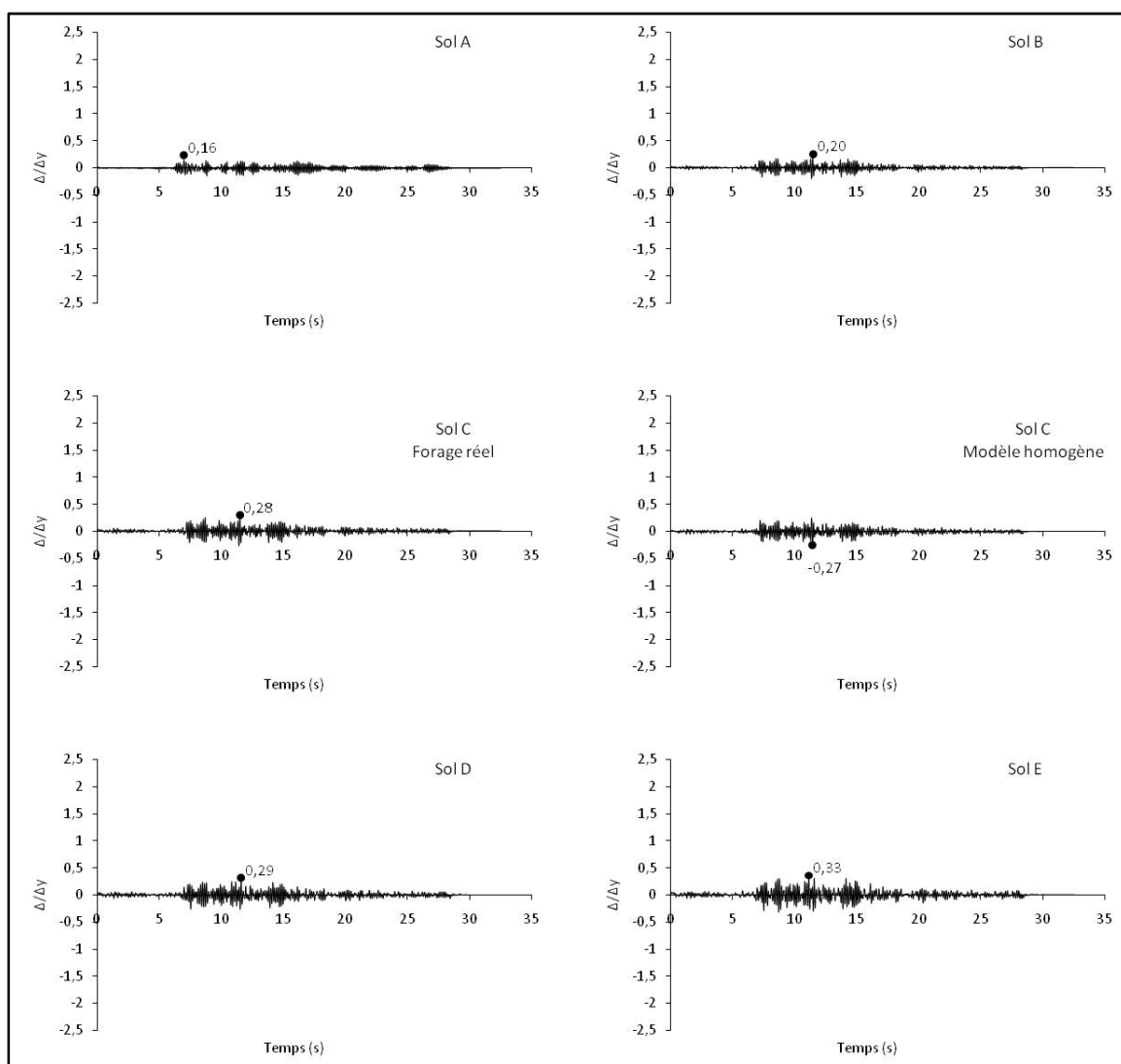


Figure VIII.8 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire transversale (Saguenay, Saint-André).*

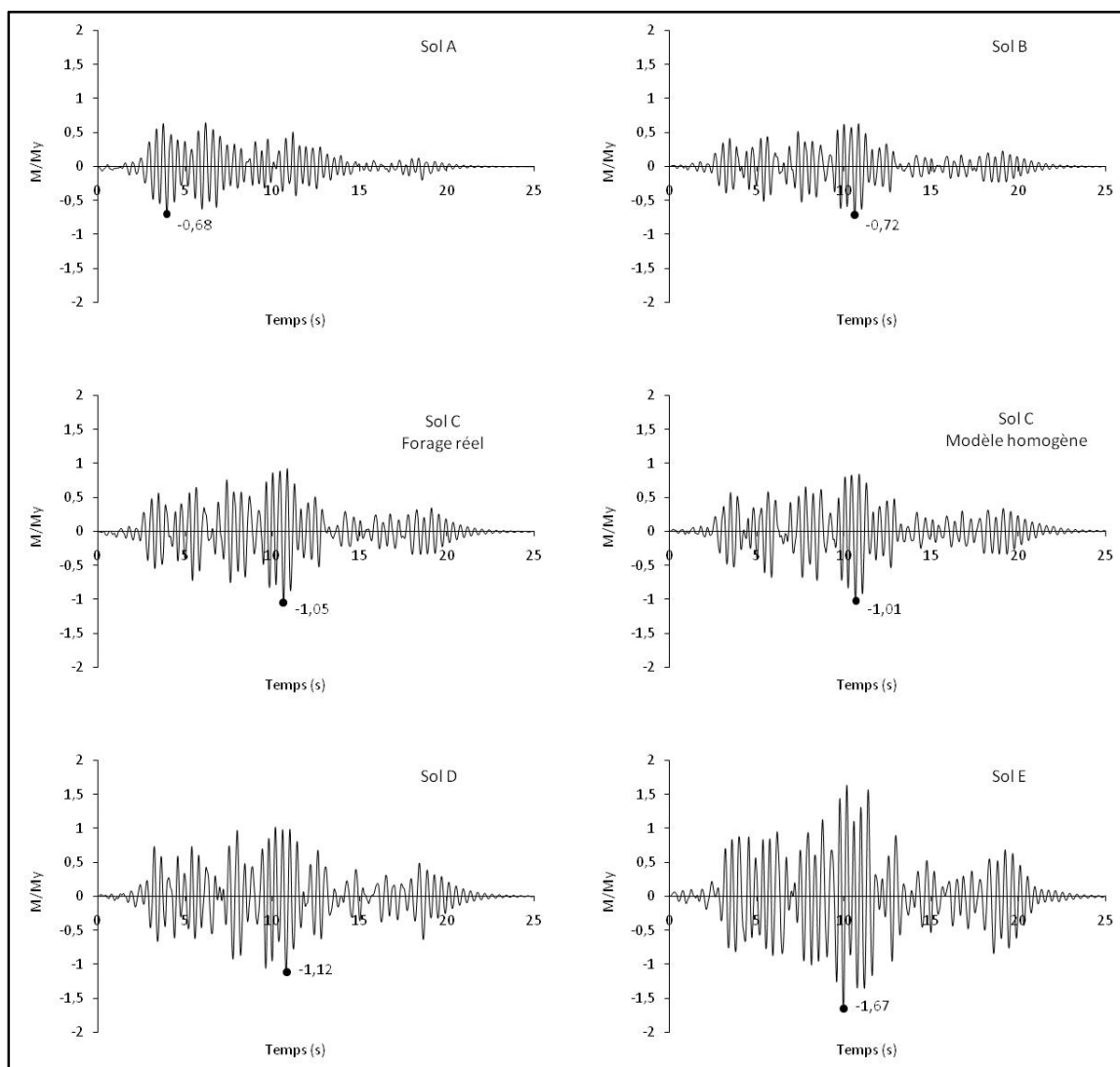


Figure VIII.9 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire longitudinale (Nahanni, Battlement Creek).



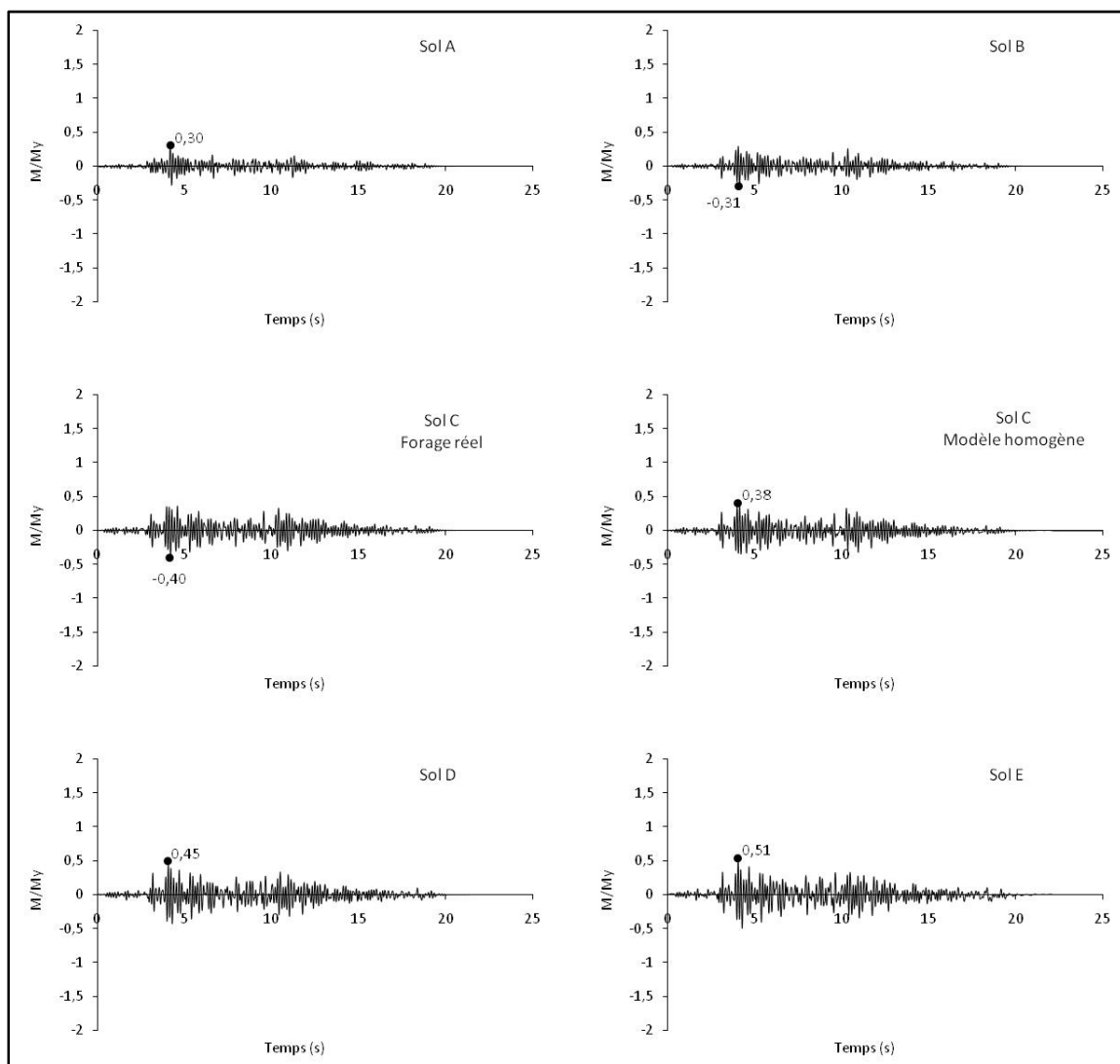


Figure VIII.10 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire transversale (Nahanni, Battlement Creek).

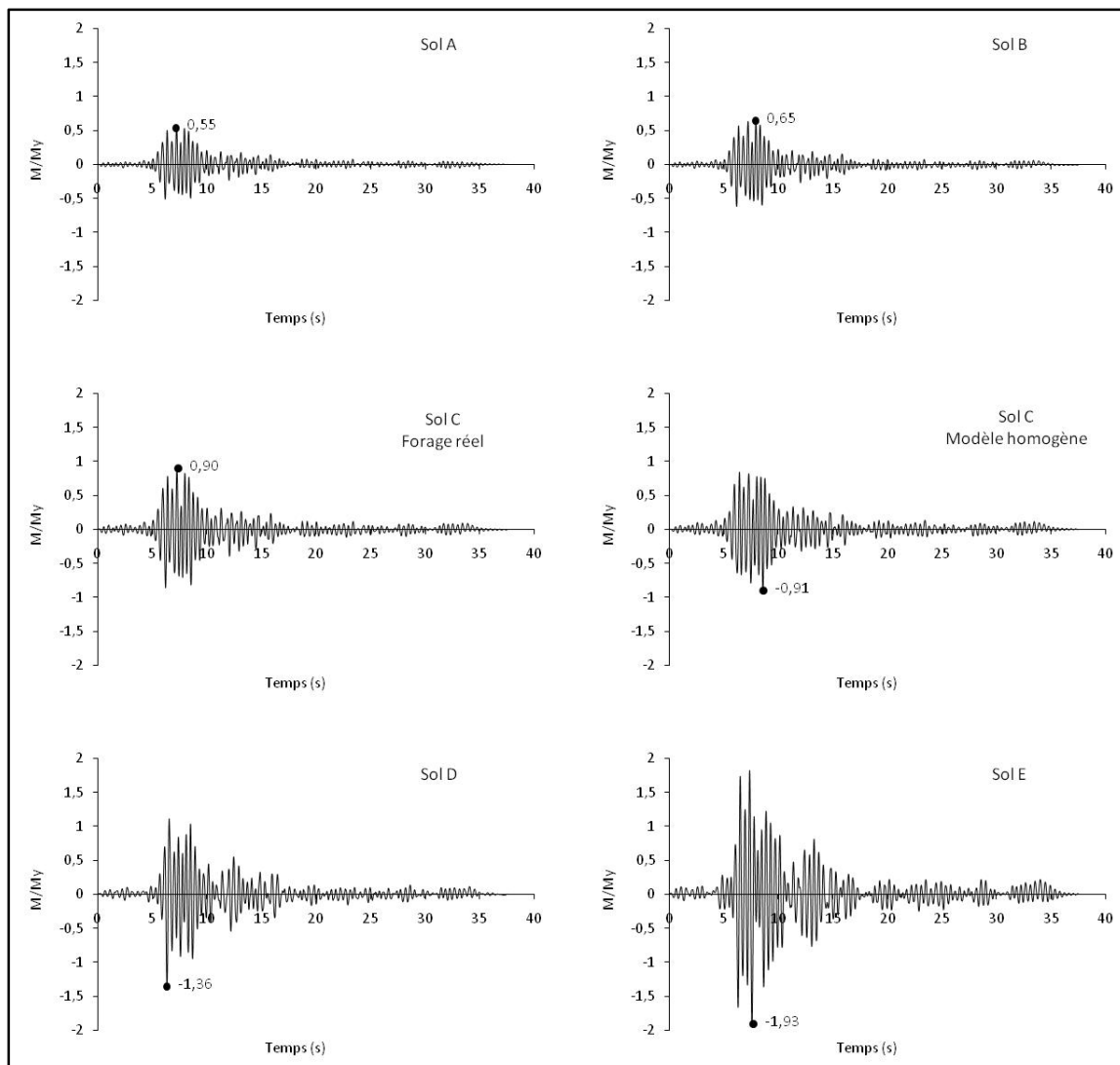


Figure VIII.11 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire longitudinale (Saguenay, Chicoutimi Nord).

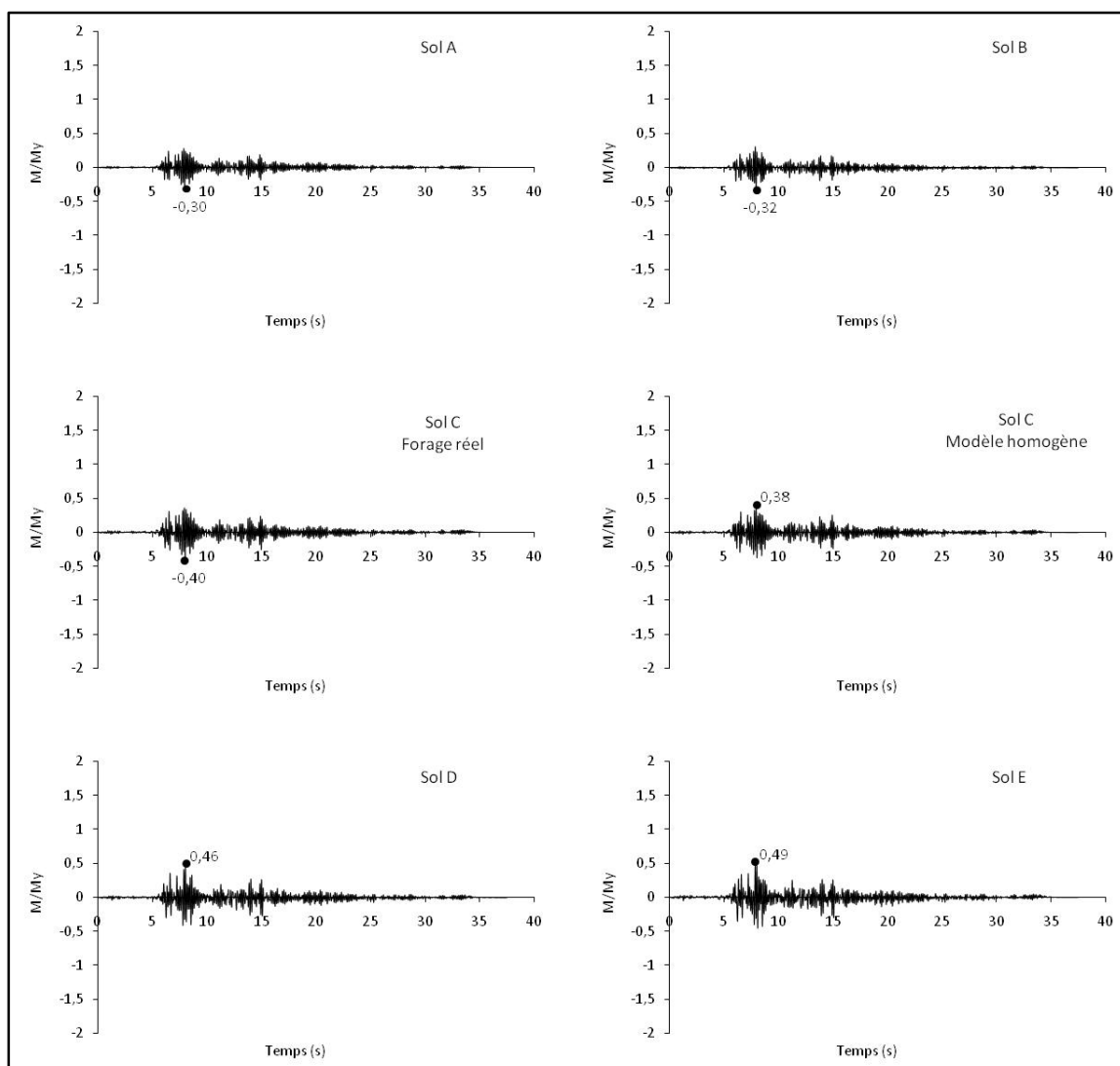


Figure VIII.12 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire transversale (Saguenay, Chicoutimi Nord).

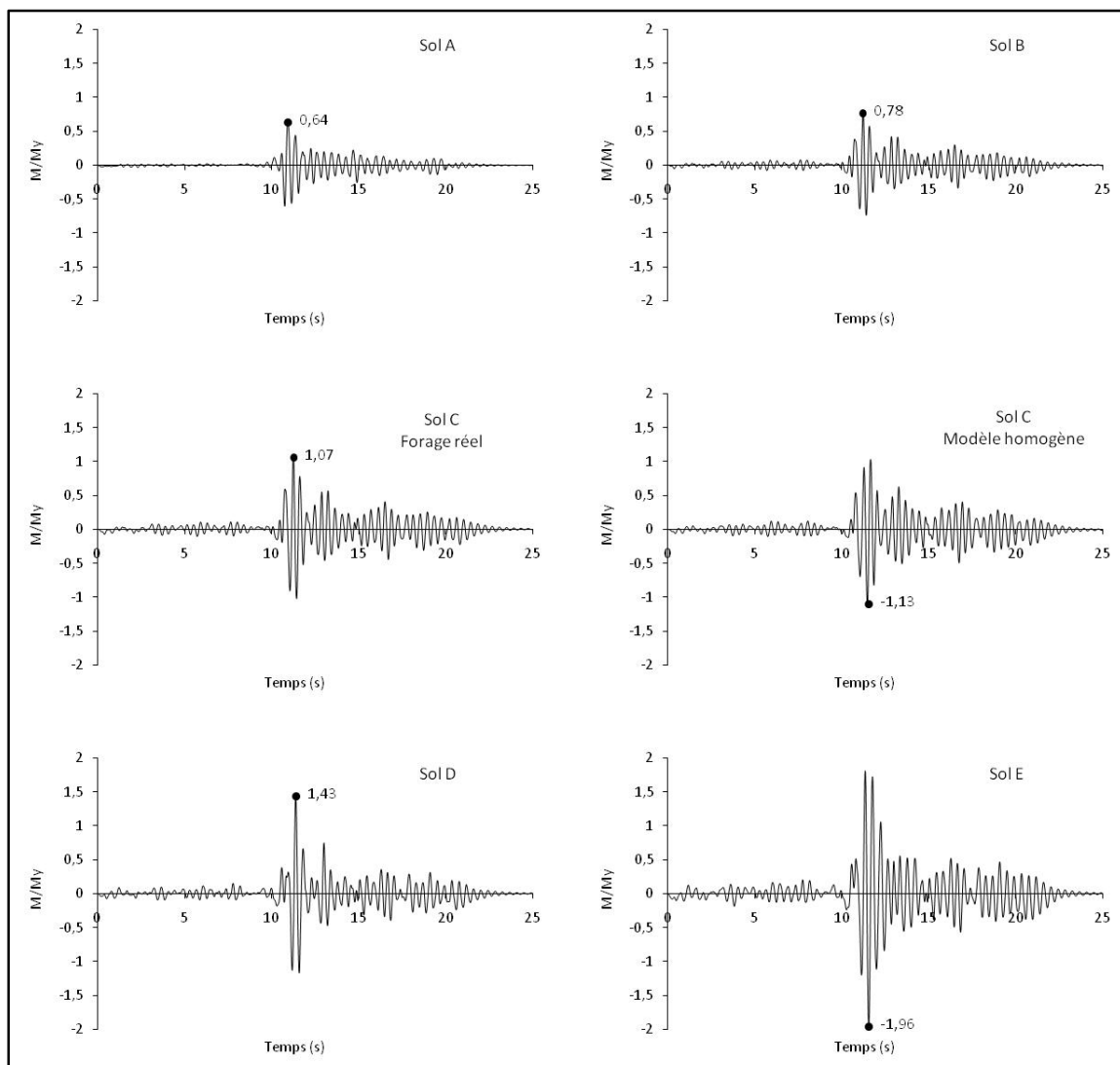


Figure VIII.13 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire longitudinale (Saguenay, Les Éboulements).

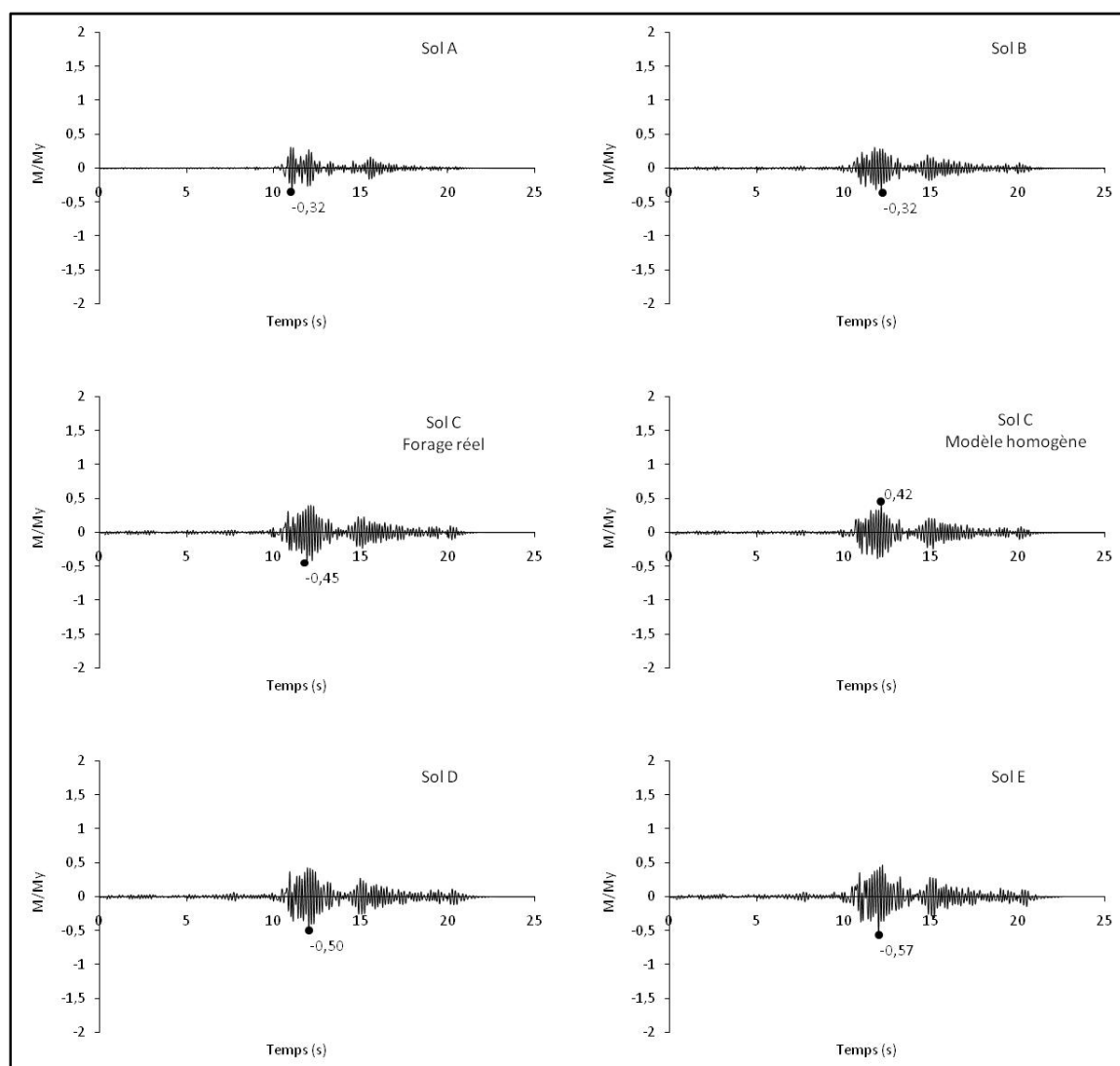


Figure VIII.14 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire transversale (Saguenay, Les Éboulements).

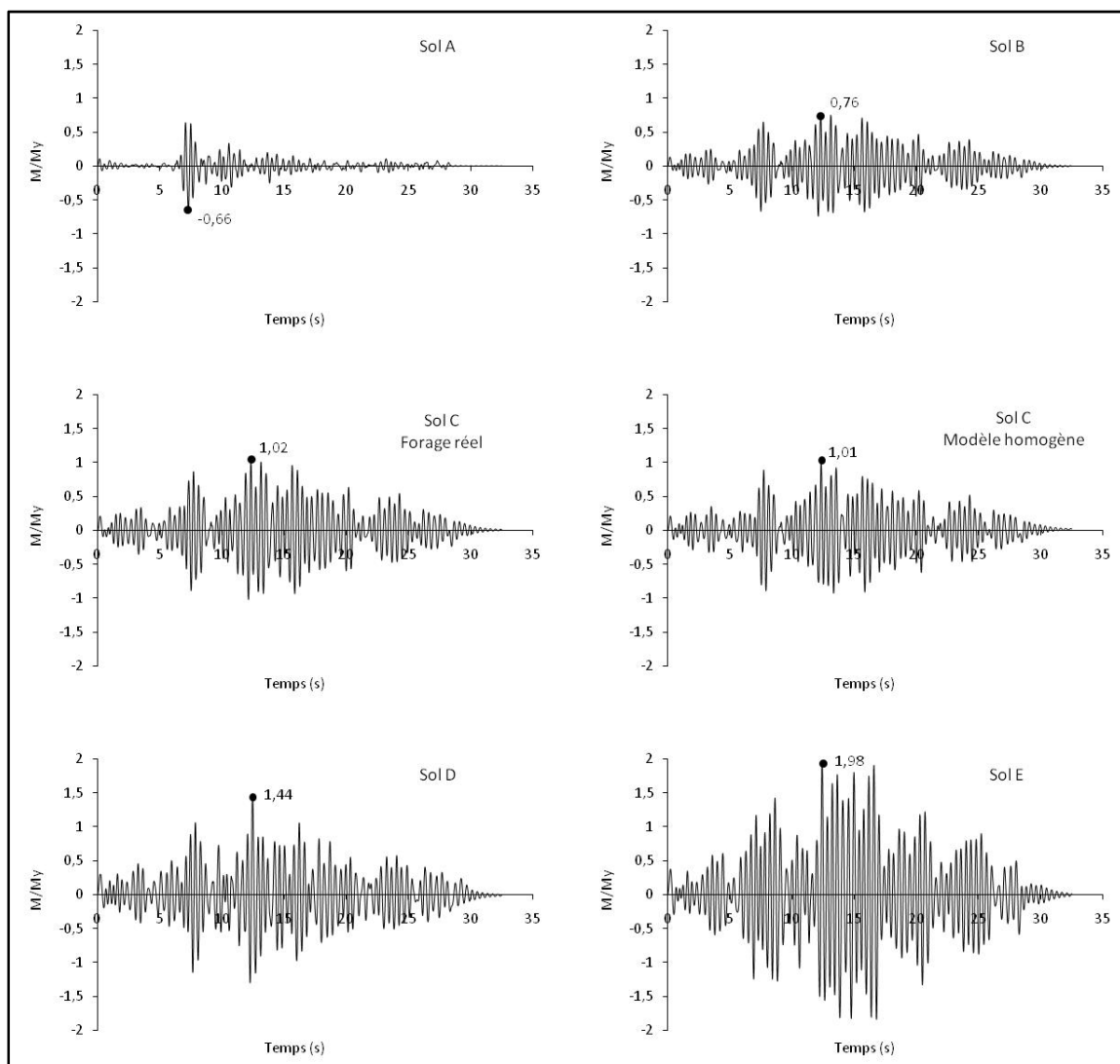


Figure VIII.15 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire longitudinale (Saguenay, Saint-André).

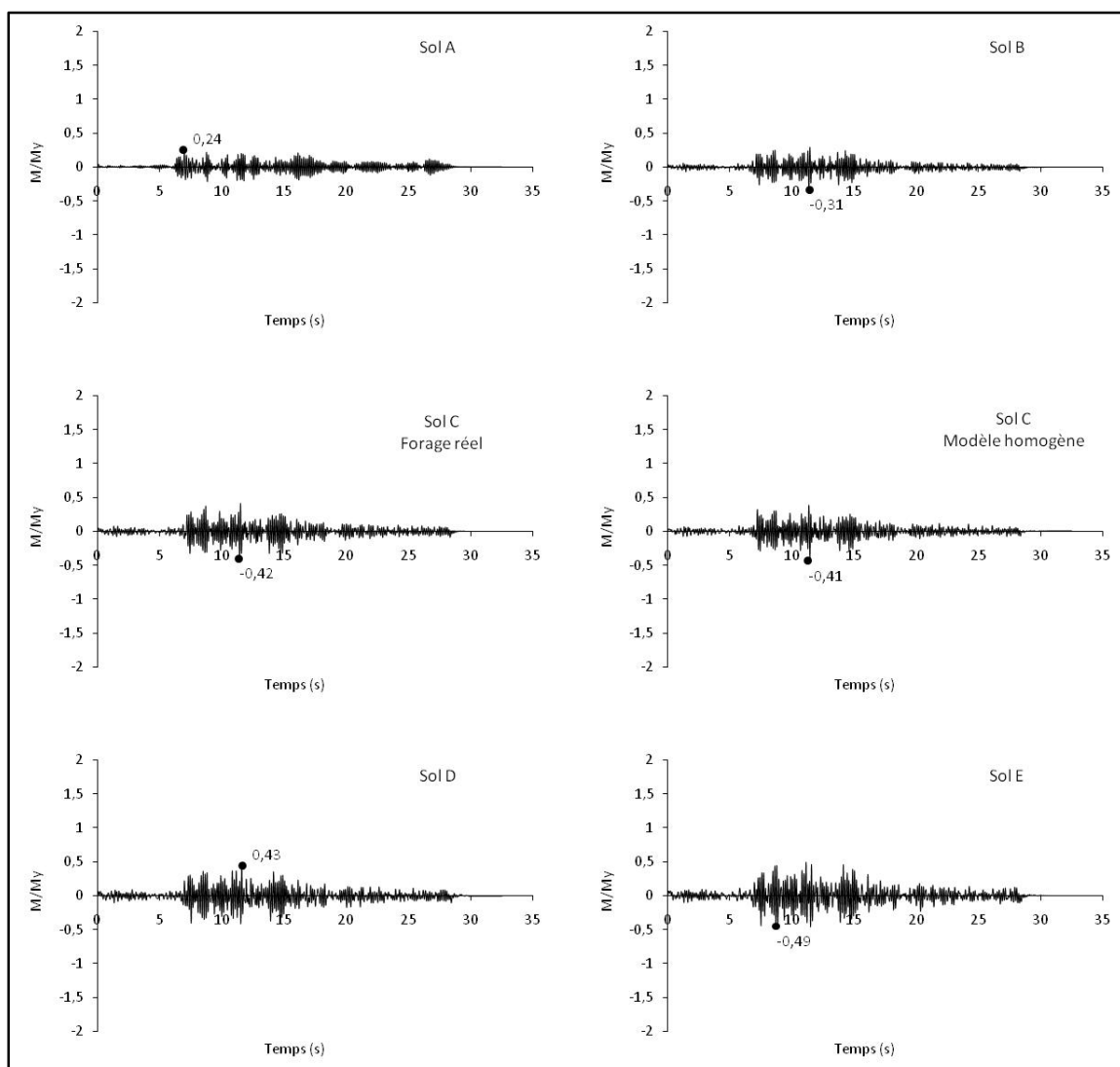


Figure VIII.16 Moments normalisés enregistrés dans la colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse linéaire transversale (Saguenay, Saint-André).

ANNEXE IX

RÉSULTATS EXHAUSTIFS DES ANALYSES NON LINÉAIRES

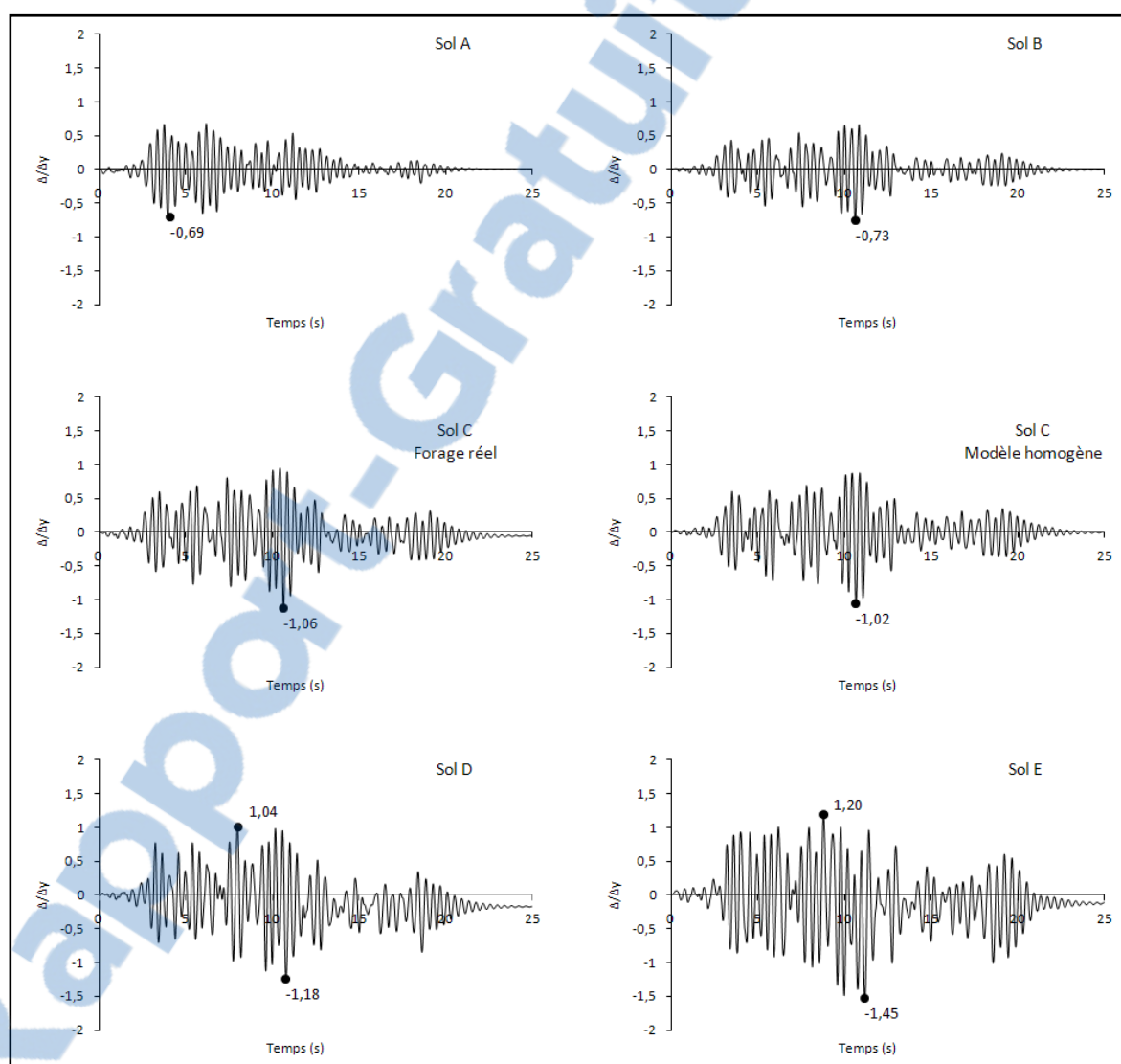


Figure IX.1 Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse non linéaire longitudinale (Nahanni, Battlement Creek).

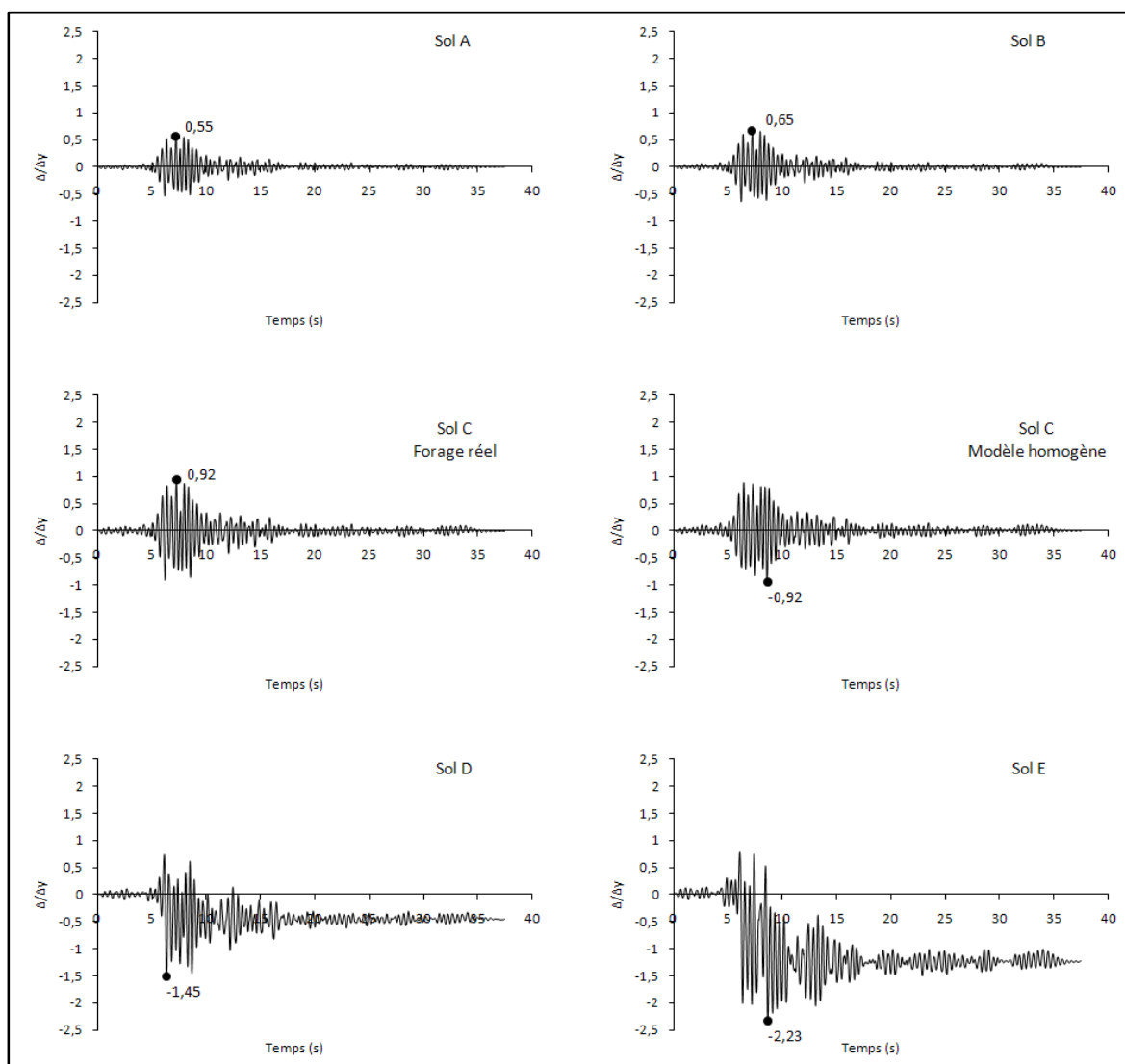


Figure IX.2 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse non linéaire longitudinale (Saguenay, Chicoutimi Nord).*

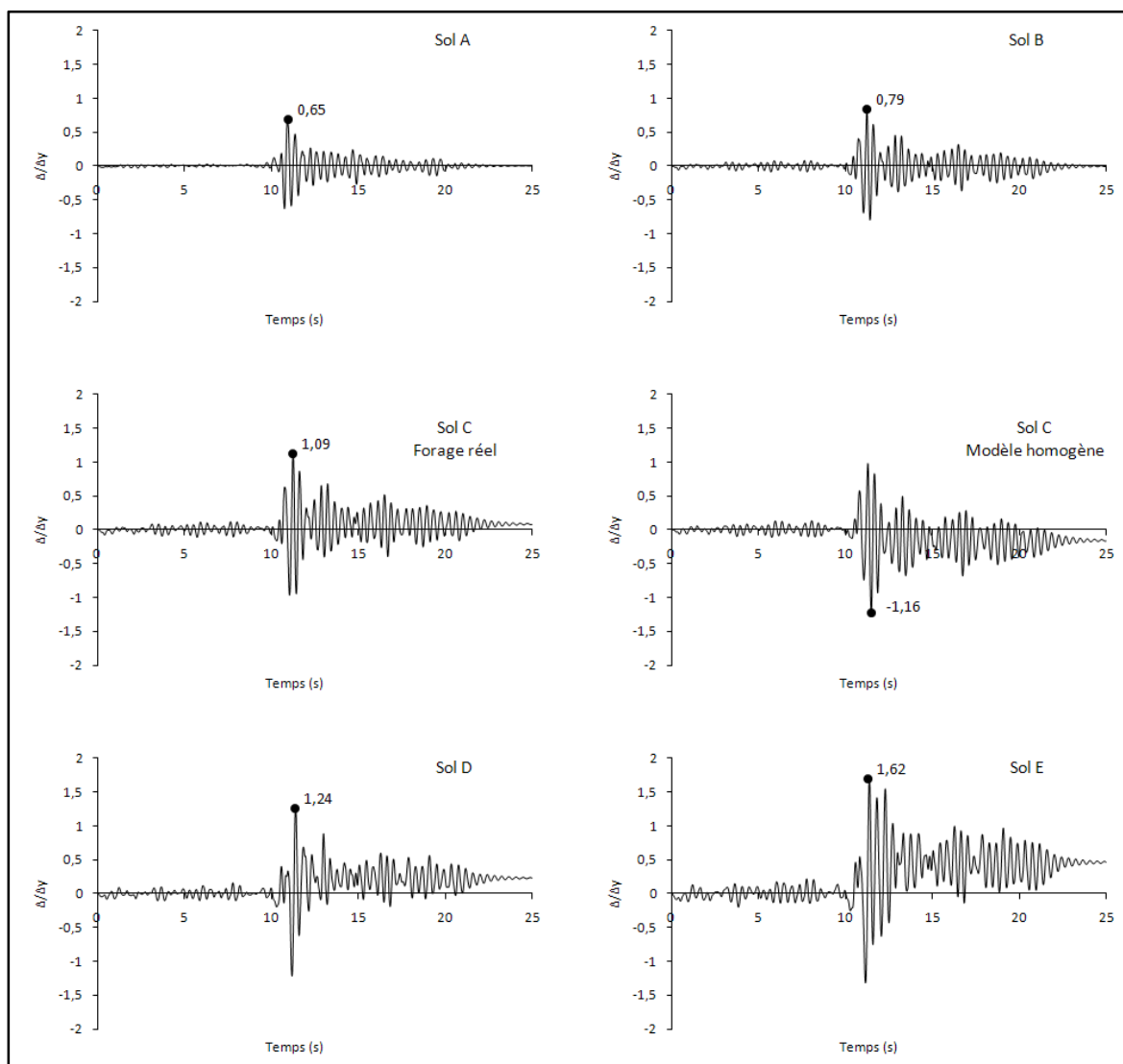


Figure IX.3 *Déplacements normalisés, enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse non linéaire (Saguenay, Les Éboulements).*



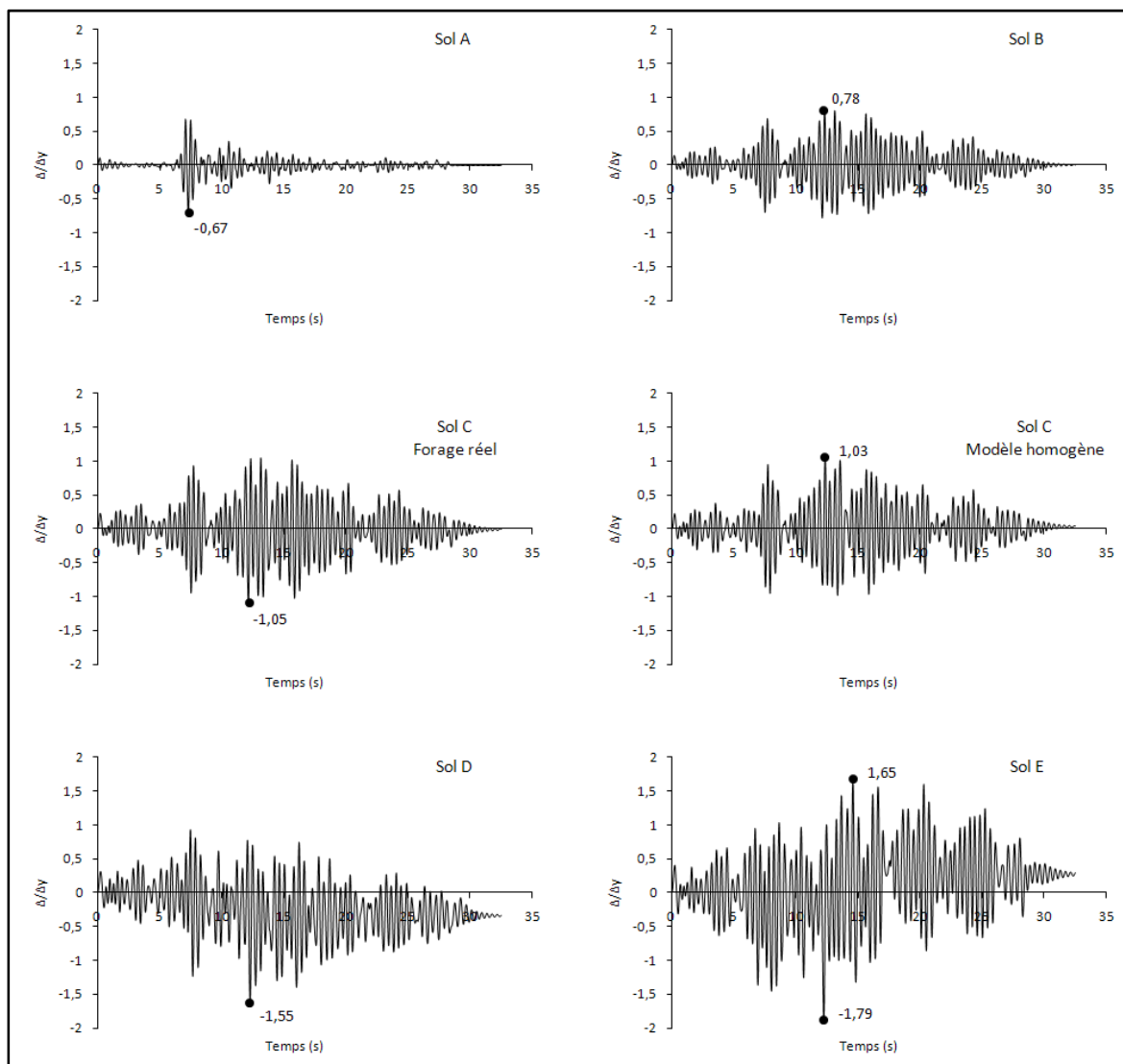


Figure IX.4 *Déplacements normalisés enregistrés en tête de colonne pour chaque classe de sol lors de l'analyse non linéaire longitudinale (Saguenay, Saint-André).*

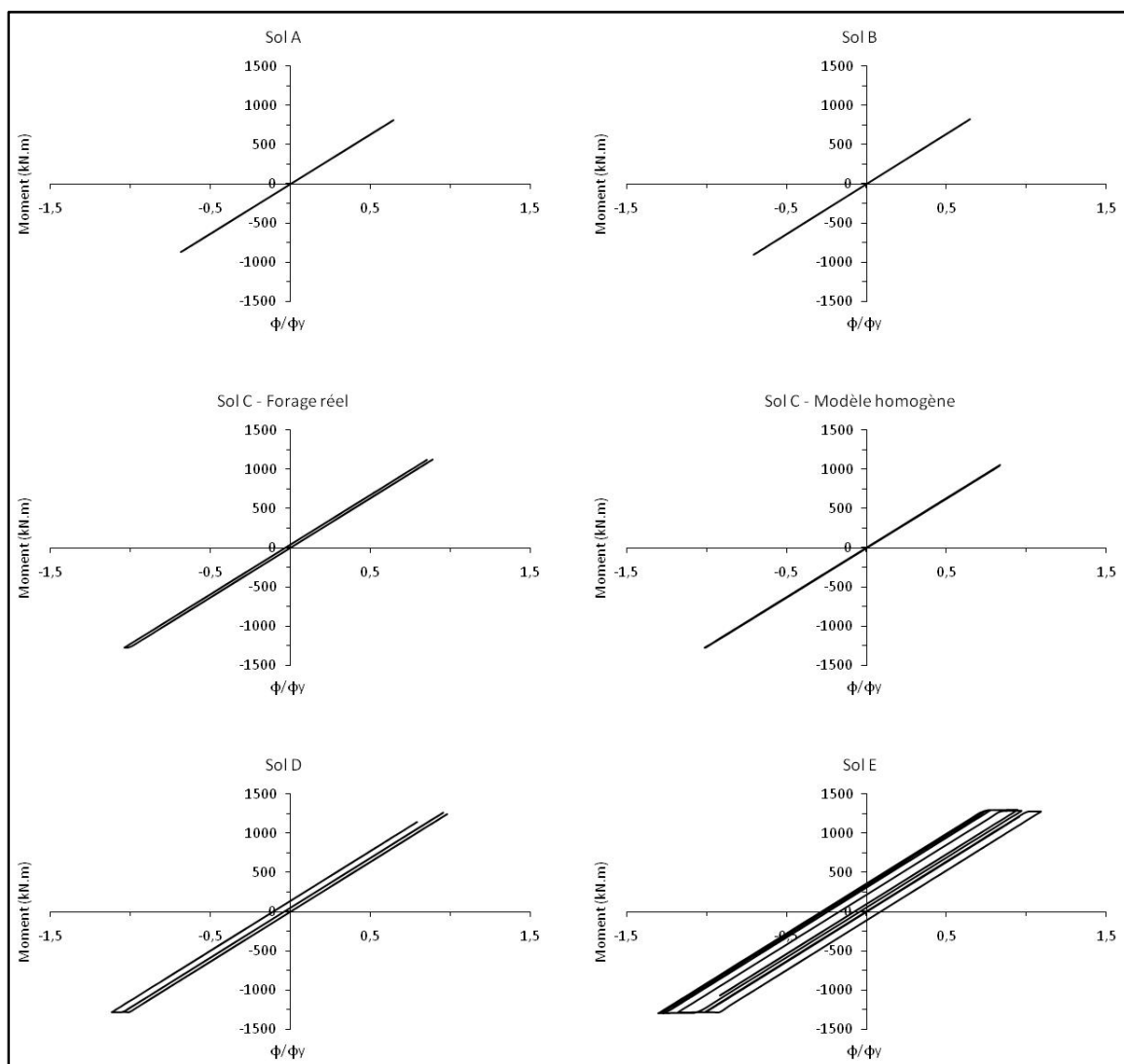


Figure IX.5 Diagrammes moment – courbure normalisés pour les différentes classes de sol (Nahanni, Battlement Creek).

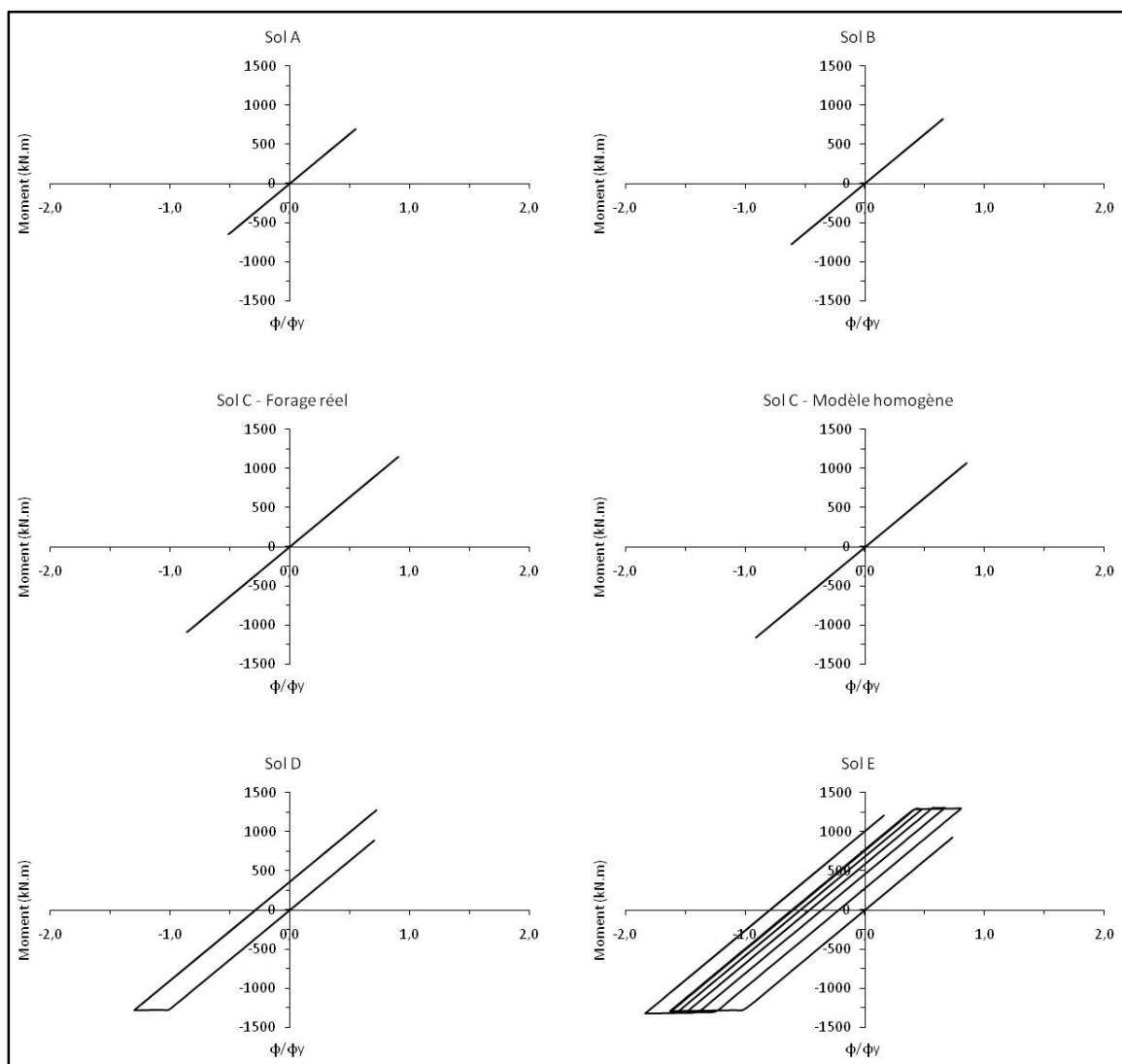


Figure IX.6 Diagrammes moment – courbure normalisés pour les différentes classes de sol (Saguenay, Chicoutimi Nord).

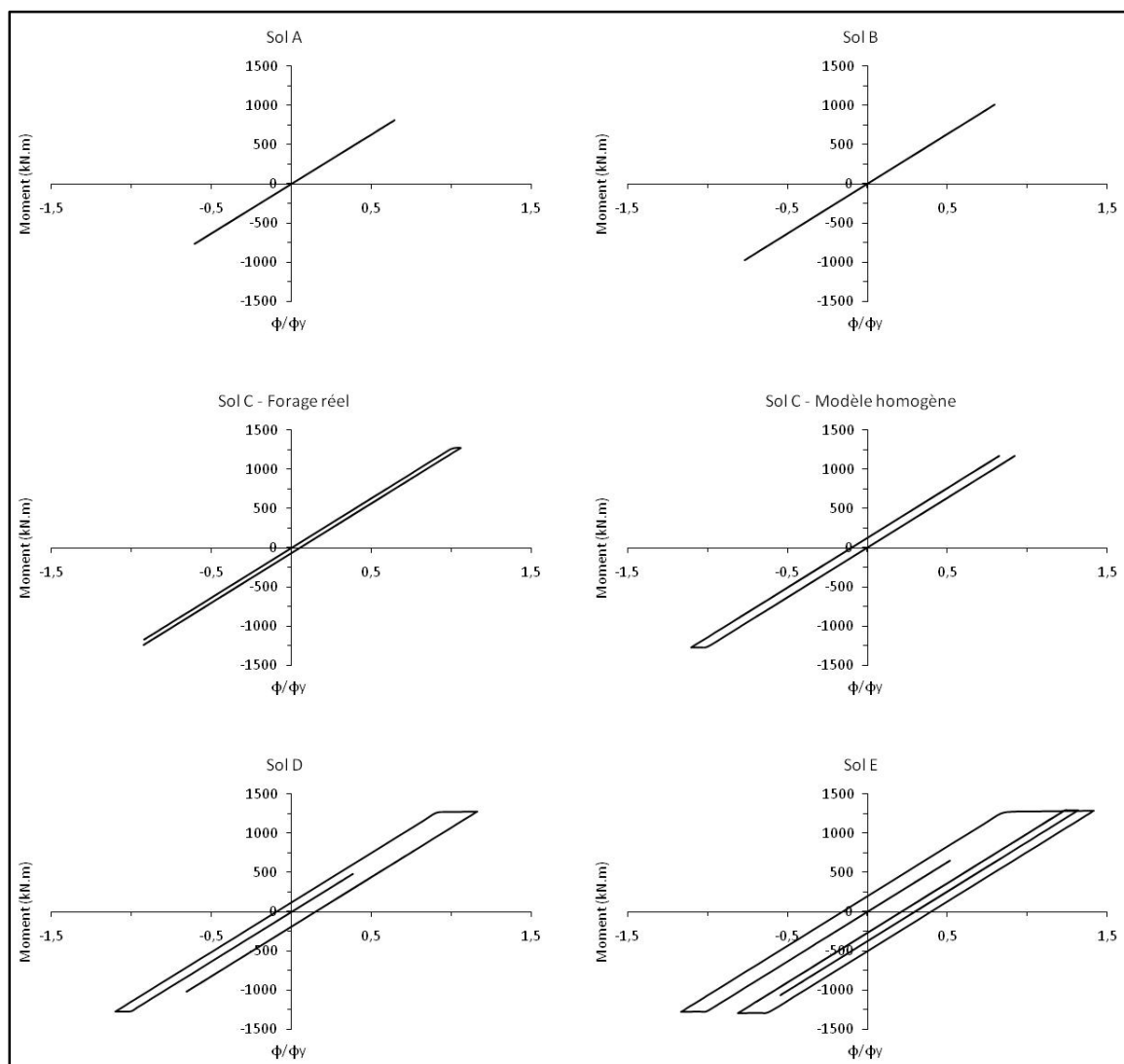


Figure IX.7 *Diagrammes moment – courbure normalisés pour les différentes classes de sol (Saguenay, Les Éboulements).*

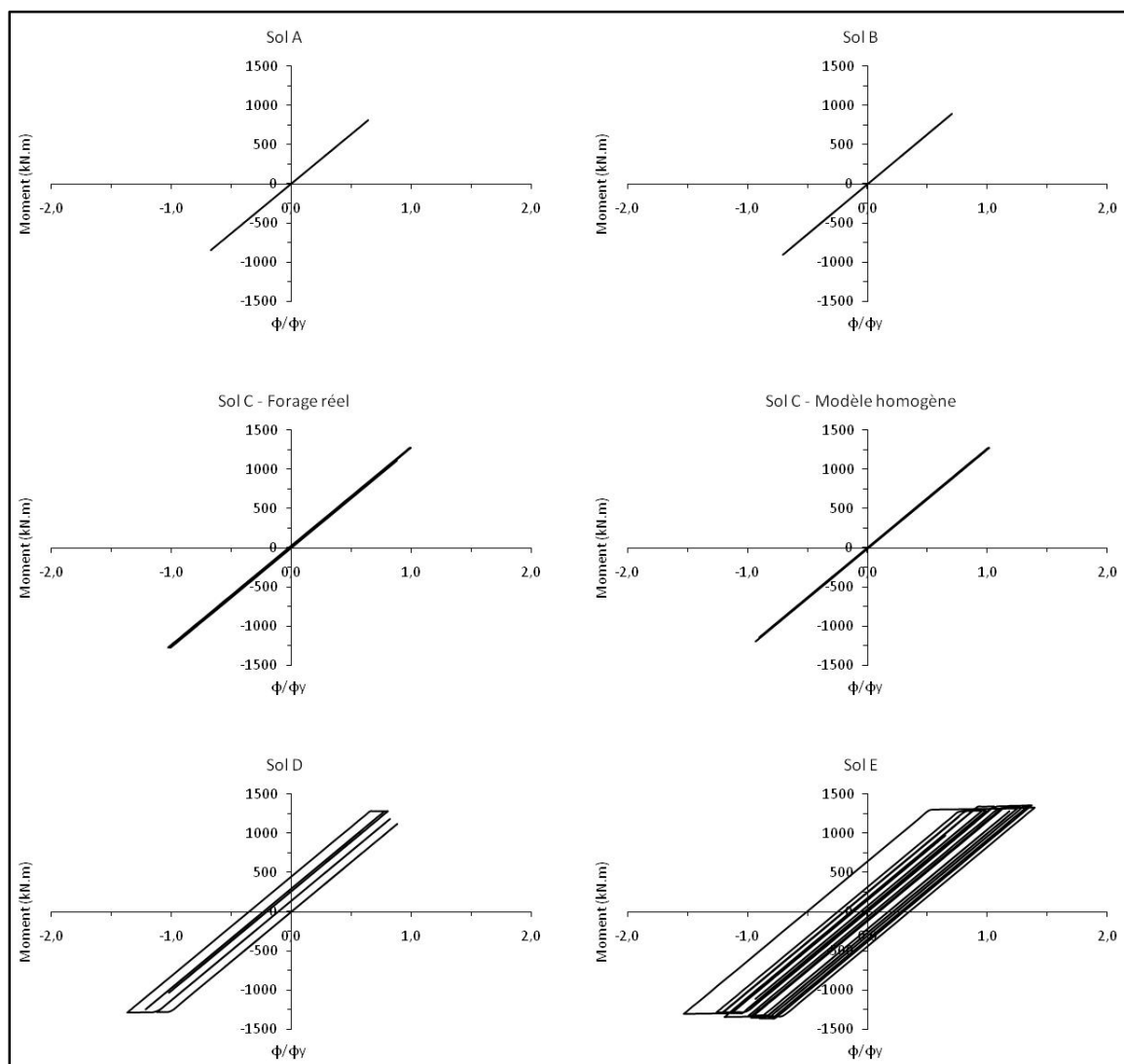


Figure IX.8 *Diagrammes moment – courbure normalisés pour les différentes classes de sol (Saguenay, Saint-André).*

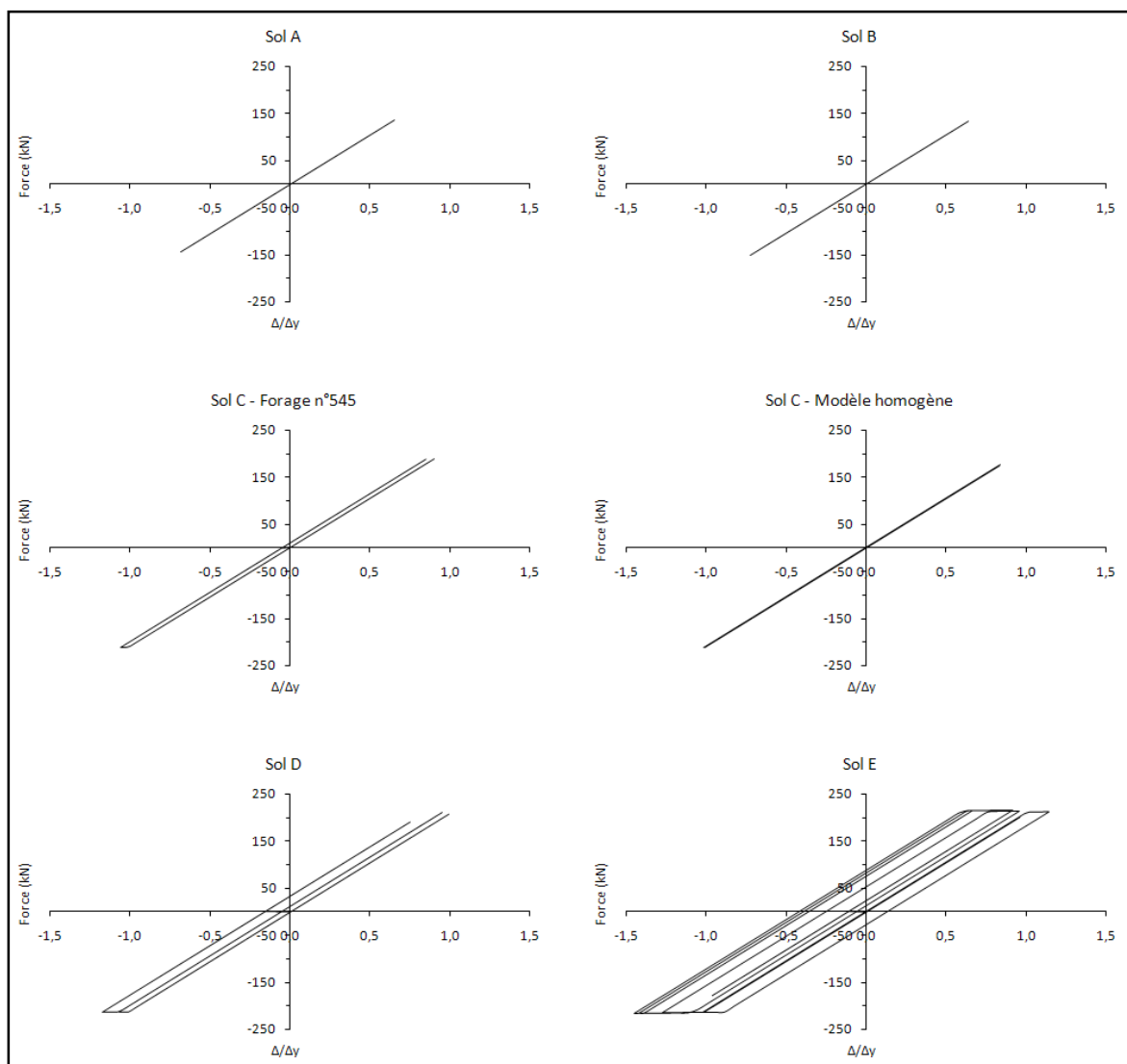


Figure IX.9 Diagrammes force – déplacement normalisés pour les différentes classes de sol (Nahanni, Battlement Creek).

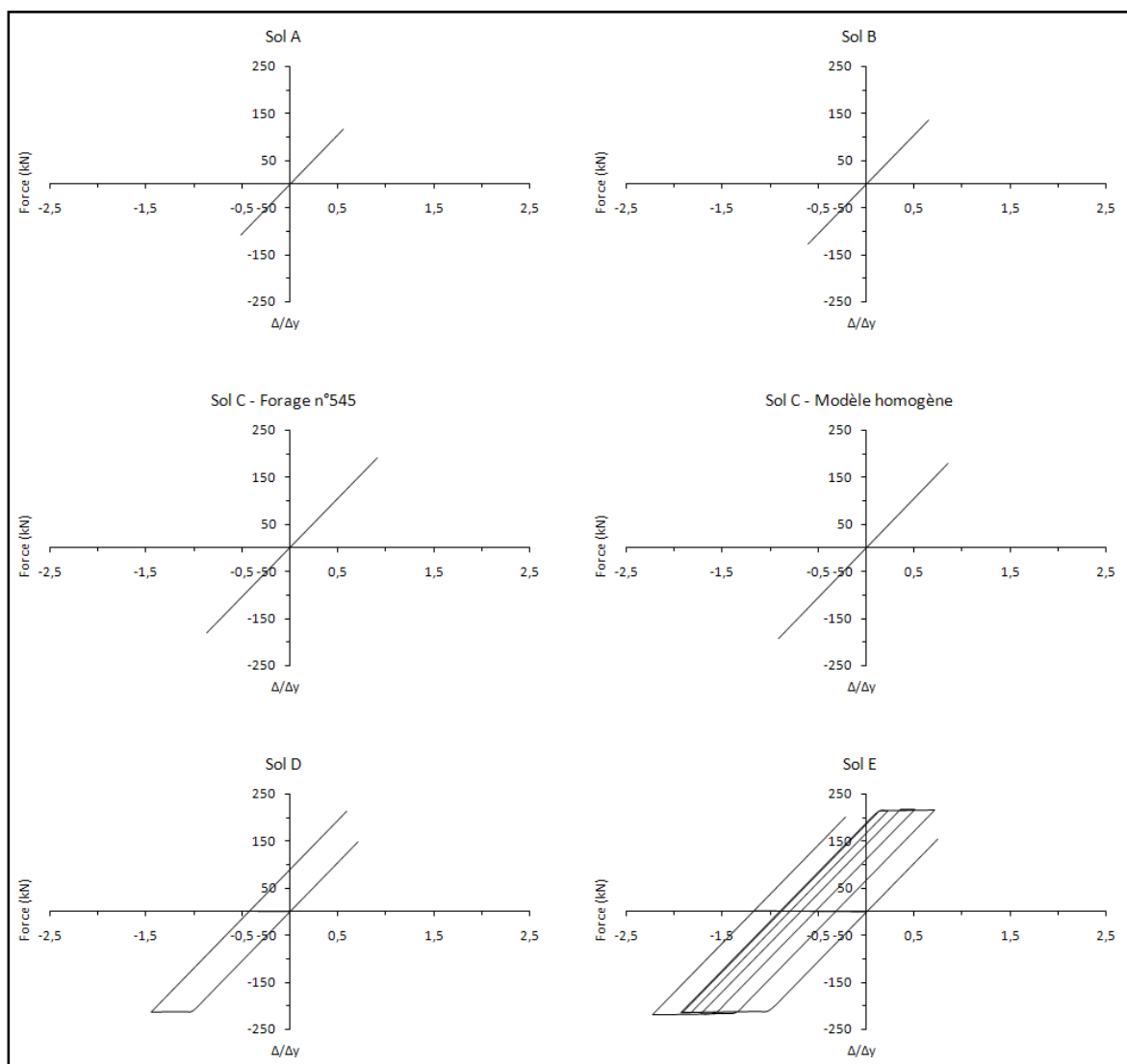


Figure IX.10 Diagrammes force – déplacement normalisés pour les différentes classes de sol (Saguenay, Chicoutimi Nord).

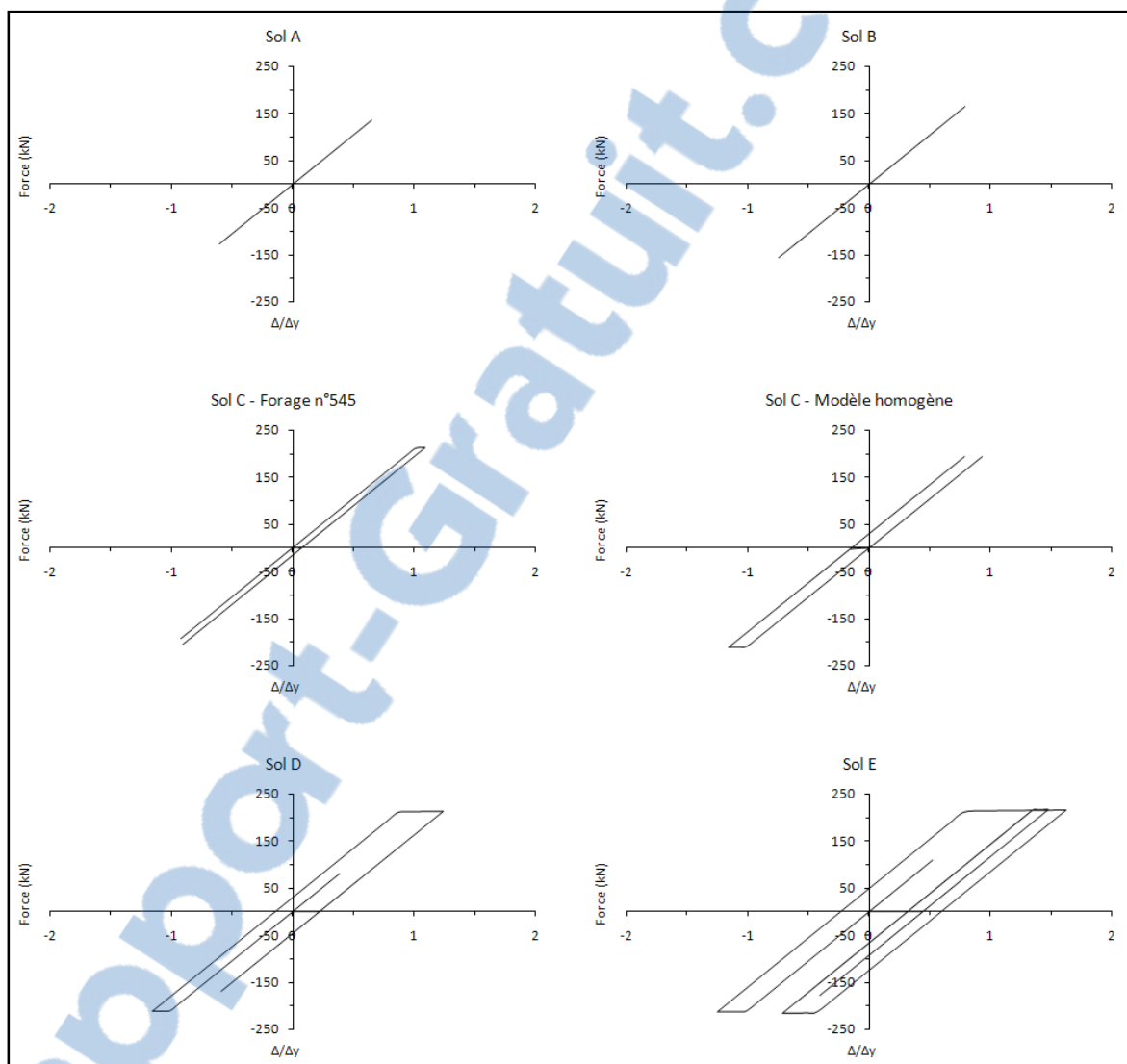


Figure IX.11 Diagrammes force – déplacement normalisés pour les différentes classes de sol (Saguenay, Les Éboulement).

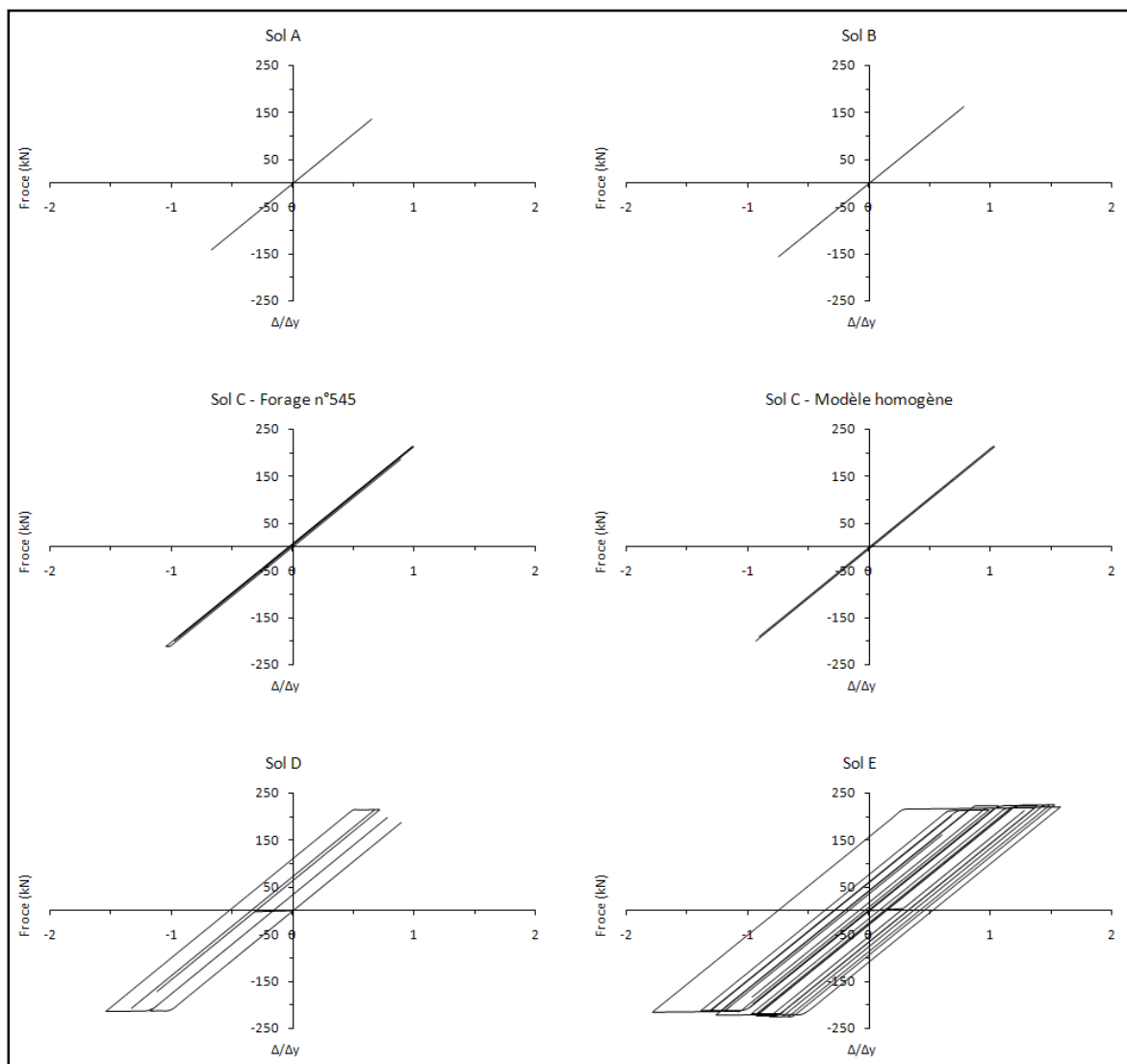


Figure IX.12 Diagrammes force – déplacement normalisés pour les différentes classes de sol (Saguenay, Saint-André).

LISTE DE RÉFÉRENCES

- Adams, J., et P. Basham. 1989. « Seismicity and seismotectonics of Canada east of the Cordillera ». vol. 16, p. 3-16.
- Adams, J., et Stephen Halchuk. 2003. *Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada*. Open File 4459. Geological Survey of Canada, 30 p.
- Adams, John, et Gail M. Atkinson. 2003. « Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 30, p. 255-271.
- Aki, Keiiti. 1988. « Local site effects on strong ground motion ». In *Earthquake engineering and soil dynamics II : Recent advances in ground motion evaluation*. p. 595. New York: American Society of Civil Engineers.
- Arias, A. 1969. « A measure of earthquake intensity in seismic design for nuclear power plants ». R. Hansen ed. Cambridge, Massachusetts Institute of Technology.
- Association canadienne de normalisation, et Conseil canadien des normes. 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, 10e éd. Coll. « Norme nationale du Canada ». Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation, xli, 768 p.
- Athanasopoulos, G.A. , Zervas C.S. 1993. « Effects of ridge-like surface topography on seismic site response ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 3-18. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Atkinson, Gail M. 1993. « Notes on ground motion parameters for eastern North America: duration and H/V ratio. ». *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 83, p. 587-596.
- Bentz, E.C., et M. P. Collins. 2000. *Response 2000*. Université de Toronto
- Carballo Arevalo, Jorge Eduardo. 2000. « Probabilistic seismic demand analysis: Spectrum matching and design ». Ph.D., United States -- California, Stanford University.
- Chen, Wai-Fah, et Lian Duan. 2003. *Bridge engineering seismic design*. Boca Raton, FL: CRC Press, 1 v. (pag. variable) p.
- Chen, Wai-Fah, et E. M. Lui. 2006. *Earthquake engineering for structural design*. Boca Raton: Taylor & Francis/CRC Press, 1 v. (pag. variable) p.

- Chopra, Anil K. 2007. *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering*, 3rd. Coll. « Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. ». Upper Saddle River, N. J.: Pearson/Prentice-Hall, xxxiv, 876 p.
- Chouinard, L., Rosset P. 2007. « Seismic site effects and seismic risk in the Montreal Area - The influence of marine clays ». In *9th Canadian Conference on Earthquake Engineering*.
- Christian, John T. . 1988. « Developing Design Ground Motions in Practice ». In *Earthquake engineering and soil dynamics II : Recent advances in ground motion evaluation*. p. 405 - 429. New York: American Society of Civil Engineers.
- Comité associé du Code national du bâtiment. 2005. *Code National du Bâtiment du Canada*. Ottawa, Ontario: Conseil National de Recherche du Canada,
- Computers and Structures, Inc. 2007. *CSI Analysis reference manual. For SAP2000, ETABS, and SAFE*. Berkeley, California, 467 p.
- CSI. 2007. version. 11.0. Berkeley, California: Computers & Structures Inc.
- CTOA - SNCF. 1999. *Ponts courants en zone sismique : guide de conception*. Paris: SNCF direction de l'ingenierie, 207 p.
- Darendeli, Mehmet Baris. 2001. « Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves ». Ph.D., United States -- Texas, The University of Texas at Austin.
- Davi, Danis, Schmitt, Patrice. 2003. « SISMOA : Une méthode d'estimation rapide de la vulnérabilité des ponts aux séismes ». Bulletin ouvrages d'art, n° 43 (Septembre), p. 22-29.
- Davidovici, Victor. 1999. *La construction en zone sismique : approche réglementaire, modèles d'analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*. Coll. « Moniteur référence technique ». Paris: Le Moniteur, 330 p.
- Duval, Anne-Marie. 1996. *Détermination de la réponse d'un site aux séismes à l'aide du bruit de fond : évaluation expérimentale*. Coll. « Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Série géotechnique GT 62 ». Paris: Laboratoire central des ponts et chaussées, 263 p.
- Filiatrault, André. 1996. *Éléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Montréal, Québec: Éditions de l'École Polytechnique de Montréal, xxvii, 478 p.

- Halchuk, Stephen, et John Adams. 2004. « Deaggregation of seismic hazard for selected canadian cities ». In *13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Halchuk, Stephen, et John Adams. 2007. « A review of NBCC 2005 seismic hazard result for Canada - The interface to the ground and prognosis for urban risk mitigation ». Geological Survey of Canada, Natural Resources Canada.
- Halchuk, Stephen, John Adams et F. Anglin. 2007. « Revised deaggregation of seismic hazard for selected canadian cities ». In *Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering*.
- Heidebrecht, A.C., et A. Rutenberg. 1993. « Seismic sitedependent response spectra for building codes : a proposal ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 691-704. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Hida, Hassan. 2009. « Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs ». Montréal, Ecole de technologie supérieure, 225 p.
- Horner, R.B. , Lamontagne, M. , Wetmiller, R.J. . 1987. « Les tremblements de terre survenus en 1985 dans la région de la Nahanni. ». GEOS, vol. 16, n° 2 (Printemps).
- Ibsen, L.B. 1993. « The stable state in cyclic loading ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 241-258. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Idriss, I. M., Sun, J. I., Ordoñez, G. A. 2004. *SHAKE2000, A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems, User's Manual*. 366 p.
- Imbsen, Roy A. 2001. « Use of isolation for seismic retrofitting bridges ». *Journal of Bridge Engineering*, vol. 6, n° 6, p. 425-438.
- Jeremic, Boris, Sashi Kunnath et Feng Xiong. 2004. « Influence of soil-foundation-structure interaction on seismic response of the I-880 viaduct ». *Engineering Structures*, vol. 26, n° 3, p. 391-402.
- Johansson, Jörgen 2000. *What is soil liquefaction*. En ligne. <<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/what/what1.html>>. Consulté le 14 Janvier 2008.
- Joyner, William B. , et David M. Boore. 1988. « Measurement, Characterization, and Prediction of Strong Ground Motion ». In *Earthquake engineering and soil dynamics II : Recent advances in ground motion evaluation*. p. 43 - 102. New York: American Society of Civil Engineers.

- Karim, Kazi R., et Fumio Yamazaki. 2001. « Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 30, n° 12, p. 1839-1856.
- Karim, Kazi R., et Fumio Yamazaki. 2003. « A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 32, n° 10, p. 1603-1626.
- Lagorio, Henry J. 1990. *Earthquakes : an architect's guide to nonstructural seismic hazards*. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons, xiv, 312 p.
- Lam, N., J. Wilson et G. Hutchinson. 1996. « Building ductility demand : interplate versus intraplate earthquakes ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 25, n° 9, p. 965-985.
- Lamontagne, M. 2008. *Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007*. Coll. « Commission géologique du Canada », Dossier public 5547. Ressources Naturelles Canada, 22 p.
- LeBoeuf, Denis. 2008. *Communications personnelles*.
- Léger, P., et M. Leclerc. 1996. « Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams ». *Engineering Structures*, vol. 18, n° 3, p. 227-239.
- Léger, P., A. K. Tayebi et P. Paultre. 1993. « Spectrum-compatible accelerograms for inelastic seismic analysis of short-period structures located in eastern Canada ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 20, p. 951-968.
- Léger, Pierre. 2007. *Dynamique des structures, Notes de cours*. Ecole Polytechnique de Montréal.
- Llambias, J.M., D.J. Shepherd et M.D. Rodwell. 1993. « Sensivity of seismic structural response to intpretation of soils data ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 101-113. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Mitchell, Denis, Rene Tinawi et Tim Law. 1990. « Damage caused by the November 25, 1988, Saguenay earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 17, n° 3, p. 338-365.
- Mitchell, Denis, Rene Tinawi et Robert G. Sexsmith. 1991. « Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake. Lessons for Canadian designers ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 18, n° 4, p. 711-734.

- Nielson, Bryant G. , et Reginald. DesRoches. 2007. « Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach ». *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, n° 6, p. 823-839.
- Nollet, Marie-José, Denis LeBoeuf et Amar Khaled. 2008. *Vulnérabilité sismique des infrastructures essentielles de la ville de Québec*. Rapport final soumis à la ville de Québec, 115 p.
- NRC-TRB. 2002. *Comprehensive specification for the seismic design of bridges*. Coll. « Report (National Cooperative Highway Research Program) 472 ». Washington, D.C.: National Academy Press, 47 p.
- Ordoñez, G. A. 2004. *SHAKE2000, A computer program for the 1-D analysis of geotechnical earthquake engineering problems, User's Manual*. 366 p.
- Ordoñez, G. A. 2005. *Shake 2000*, version. 2.00. University of California
- Palazzo, B., Petti L. 1993. « Preliminary study on site response modification ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 27-42. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Pan, Ying. 2007. « Seismic fragility and risk management of highway bridges in New York State ». Ph.D., United States -- New York, City University of New York. In *Proquest*.
- Paultre, Patrick, Guy Lefebvre, Jean-Philippe Devic et Gaetan Cote. 1993. « Statistical analysis of damages to buildings in the 1988 Saguenay earthquake ». *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 20, n° 6, p. 988-998.
- PCA Col. 1993. Strokie, Illinois: STRUCTUREPOINT.
- Pecker, Alain. 1984. *Dynamique des sols*. Coll. « Collection geotechnique ». Paris: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 259 p.
- Priestley, M. J. N., Frieder Seible et Gian Michele Calvi. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*. New York, N.Y.: J. Wiley and Sons, xvii, 686 p.
- Roy, D. , et S. Sharma. 1993. « Site response at Treasure Island ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 61-76. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Schnabel, P. B. 1973. « Effects of local geology and distance form source on earthquake ground motions ». Berkeley, California, University of California.
- Seed, H. B., et I. M. Idriss. 1970. *Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis*. EERC 70-10. Berkeley: University of California.

- Seed, H. B., R.T. Wong, I. M Idriss et K. Tokimatsu. 1986. « Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils ». JOURNAL OF GEOTECHNICAL ENGINEERING, vol. 112, n° 11 (Novembre), p. 1016-1032.
- Seed, H. Bolton, Celso Ugas et John Lysmer. 1976. « Site-dependent spectra for earthquake-resistant design ». Bulletin of the Seismological Society of America, vol. 66, n° 1 (February 1, 1976), p. 221-243.
- Sezen, H., et F. Alemdar. 2007. « Evaluation of FEMA 356 models for reinforced concrete columns and beam-column joints ». ASCE, vol. 249, n° 40944 (Structures Congress 2007), p. 78-91.
- Singh, V. N. , et A. Mittal. 2005. « Synthetic accelerograms for two Himalayan earthquakes using convolution ». Current Science, vol. 88, n° 8 (Avril), p. 1289-1297.
- Tinawi, R., M. Sarazin et A. Filiatrault. 1993. « Response spectra for structures on soft soils in Eastern Canada ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 705-718. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Tokida, K., K. Tamura et H. Fukada. 1993. « Two dimensional analysis of ground motion characteristics on irregularly layered media ». In *Soil Dynamics and Earthquake Engineering VI*. p. 131-146. Southampton Boston: Computational Mechanics Publications.
- Trifunac, M. D. 2008. « Energy of strong motion at earthquake source ». Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 28, n° 1, p. 1-6.
- Vucetic, M., et R. Dobry. 1991. « Effect of soil plasticity on cyclic response ». Journal of geotechnical engineering, vol. 117, n° 1 (January 1991), p. 89-107.
- Wikipedia. 2008. *Travée (pont)*. En ligne. <[http://fr.wikipedia.org/wiki/Travée_\(pont\)](http://fr.wikipedia.org/wiki/Travée_(pont))>. Consulté le 1 Décembre 2008.
- Wilson, Eward L. 2002. *Three-dimensional static and dynamic analysis of structures - A physical approach with emphasis on earthquake engineering*, 1. Computers and Structures 423 p.