

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

MÉTHODE DE MODÉLISATION
NUMÉRIQUE ET ÉTUDE
PARAMÉTRIQUE DE LA
PERFORMANCE SISMIQUE DES PILIERS
DE PONTS TYPIQUES DU CANADA

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Maxime PINARD

Jury : Frédéric LÉGERON (directeur)



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-499-00306-5

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-499-00306-5

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

RÉSUMÉ

Une des évolutions récentes de la conception parasismique des ponts est la prise en compte de la performance des ouvrages durant les tremblements de terre, et de lier cette performance à des objectifs opérationnels et économiques. Ainsi, les propriétaires d'ouvrages peuvent choisir a priori les performances attendues pour un ouvrage en fonction de leur besoin en cas d'un tremblement de terre (service complet maintenu, service limité, pas de service) et optimiser ce niveau pour un coût total sur la durée de vie de l'ouvrage et un service postsismique suffisant. Une partie importante du travail de recherche porte donc en ce moment sur la détermination de la performance des ouvrages sous charges sismiques. Cela permet de mieux optimiser les coûts de construction et totaux sur la durée de vie de l'ouvrage, ainsi que d'assurer une fonctionnalité suffisante lors d'un tremblement de terre.

Toutefois, les règles de conception parasismique selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CCCPR) reposent en grande partie sur des principes de conception basés sur la force. Même si un ensemble de critères de performance (objectifs de rendement) sont spécifiés pour différentes périodes de récurrence sismique, il n'existe aucune obligation explicite quant à l'atteinte de ces objectifs de performance multiples pour les ponts. De plus, selon [Sheikh et Legeron, 2010], les règles de conception actuelles du Code canadien sur le calcul des ponts routiers ne garantissent pas nécessairement la rencontre des critères de performance futurs des ponts.

L'objet de ce projet est de mettre en place des méthodes de conception adaptées aux ouvrages simples dans le cadre d'une approche performantielle. Pour cela, le formalisme existant dans le code canadien des ponts S6-06 est utilisé. Les coefficients de modification de réponse et la demande en ductilité en fonction des différents types d'ouvrages sont alors évalués. Des cas types de ponts simples de deux travées en variant les paramètres tels que la hauteur des piles, leurs dimensions en plan, le taux d'armature longitudinal, le poids du tablier, le type de sismicité (est ou ouest du Canada) et de condition de sol sont étudiés. Pour ces différents cas, le calcul de la réponse par la méthode statique non linéaire et dynamique non linéaire sont effectuées et la performance de ces ponts sous charge scénario sismique est prédite. En fonction des résultats, des diagrammes montrant l'évolution du coefficient de modification de réponse et le besoin en ductilité sont déterminés. Finalement, des recommandations pour l'atteinte d'une performance sismique optimale sont fournies.

Mots-clés : sismique, ponts, objectifs de performance, coefficients de modification de réponse, conception

REMERCIEMENTS

Ce projet de maîtrise a été effectué sous la direction de M. Frédéric Légeron, professeur au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. J'aimerais présenter mes plus sincères remerciements à M. Légeron pour son accueil dans son groupe de recherche sur les ponts. Merci pour ce projet plus que passionnant, pour les ressources consacrées au projet et les moyens qu'il a mis à ma disposition, pour ses judicieux conseils, son soutien et ses encouragements. J'aimerais également remercier du fond du coeur M. Légeron pour l'opportunité de recherche à l'étranger qu'il m'a offert. Par le fait même, j'aimerais présenter un merci spécialement à M. Neaz Sheikh, professeur au département de génie civil, minier et environnemental de l'Université de Wollongong, en Australie, pour son accueil dans son Groupe de recherche d'ingénierie avancée des structures et matériaux de construction (ASEACM) ainsi que pour son soutien, ses encouragements et ses précieux conseils pendant les quatre mois passés en sa compagnie. Sans M. Légeron et M. Sheikh, cette magnifique expérience n'aurait pu être réalisée.

Je souhaite remercier M. Alexandre Girard et M. Alexis Desrochers, tous deux étudiants en génie civil de l'Université de Sherbrooke, pour leur aide indispensable à mon projet, tout spécialement avec le programme numérique d'analyse des structures OpenSees.

Je tiens également à remercier le Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT) ainsi que M. Frédéric Légeron pour leur aide financière tout au long de ce projet. Je souhaite aussi à remercier le l'Université de Sherbrooke, à travers la bourse du MELS, et Les Offices jeunesse internationaux du Québec (LOJIQ) pour leur soutien financier durant mon séjour en Australie.

Enfin, je tiens à remercier tout spécialement ma copine, Émilie Durocher, pour sa patience, son énorme soutien et ses nombreux encouragements à travers toutes les épreuves surmontées lors de ce projet de maîtrise. Je remercie aussi mes parents, mon frère et tous mes amis, autant au Québec qu'en Australie, pour leur appui permanent.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Objectifs	2
1.2	Étendue du projet	3
2	REVUE DE LITTÉRATURE	5
2.1	Performance des ouvrages	5
2.1.1	Niveaux de performance	6
2.1.2	Aléas sismiques	16
2.1.3	Catégories d'importance	17
2.1.4	Objectifs de performance	17
2.2	Calcul de la force sismique	18
2.2.1	Coefficient de réponse sismique élastique	19
2.2.2	Coefficient de modification de réponse	20
2.2.3	Accélérogramme	25
2.3	Performance selon les codes de dimensionnement	27
2.4	Modélisation locale des piles de ponts	30
2.4.1	Fissuration du béton	30
2.4.2	Confinement du béton	31
2.4.3	Comportement cyclique de l'acier	32
2.4.4	Flambement des barres longitudinales	34
3	MODÈLE NUMÉRIQUE	41
3.1	Modèle numérique fibré	41
3.1.1	Utilisation de OpenSees	43
3.1.2	Type de modèle	43
3.1.3	Représentation numérique	43
3.2	Loi de comportement des matériaux	46
3.2.1	Béton	46
3.2.2	Acier	53
3.3	Prise en compte du comportement global	55
3.3.1	Concentration des déformations locales	55
3.3.2	Comportement en flexion	57
3.3.3	Comportement en cisaillement	59
3.3.4	Comportement en torsion	60
4	VALIDATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE	61
4.1	Comportement global	63
4.2	Comportement local	69
4.2.1	Détermination théorique des points limites	70
4.2.2	Comparaison des points limites analytiques aux résultats théoriques et expérimentaux	73

5	ÉTUDE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS	91
5.1	Pilier type	91
5.1.1	Géométrie	91
5.1.2	Matériaux	92
5.1.3	Dimensionnement de l'armature	93
5.1.4	Charge axiale	96
5.1.5	Masse sismique	97
5.2	Spectres d'accélération	97
5.2.1	Division de l'est et de l'ouest du Canada	98
5.2.2	Classification des spectres d'accélération uniformisés	98
5.2.3	Établissement de spectres types	101
5.2.4	Spectres d'accélération type selon les catégories d'emplacements	103
5.3	Critères de performance sismique selon la S6-14	104
5.3.1	Service immédiat	106
5.3.2	Service limité	107
5.3.3	Service interrompu	107
5.3.4	Aucun service	107
5.4	Étude paramétrique sur la performance sismique	107
5.4.1	Analyses statiques par poussées progressives incrémentales	108
5.4.2	Analyses dynamiques	111
6	ANALYSE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS	123
6.1	Courbes de performance sismique	123
6.1.1	Prédiction de la performance sismique selon la méthode par poussée progressive	123
6.1.2	Prédiction de la performance sismique selon la méthode par analyse dynamique	132
6.1.3	Comparaison des 2 méthodes de prédiction de la performance sismique	137
6.2	Performance sismique selon les différents niveaux de service	144
6.2.1	Performance sismique de la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1	144
6.2.2	Principaux paramètres influençant la performance sismique	146
6.3	Développement de nouveaux facteurs de modification de réponse	153
6.3.1	Facteur de réponse en dommages	154
6.3.2	Facteur de modification de réponse performantiel	157
6.4	Performance sismique optimale	162
7	CONCLUSION	165
A	Piliers types	169
B	Matrices de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération	175
C	Accélération maximale au sol et spectrale à 0,2 s pour les principales villes du Canada	185

D	Courbes hystérétiques des piliers servant à la validation des deux méthodes d'analyses	187
E	Effet de la rupture de barre sur la pile O1P125N05LD5	191
F	Courbes de performance sismique des piles selon la méthode d'analyse dynamique	193
G	Courbes de performance sismique des piles selon la méthode d'analyse par poussée progressive	199
H	Influence des variables de l'étude paramétrique sur les niveaux de services	203
	LISTE DES RÉFÉRENCES	217

LISTE DES FIGURES

2.1	Coût du cycle de vie pour un pont en fonction de son débit journalier moyen de véhicule	9
2.2	Piles ayant subi des dommages associés à la classe opérationnelle	11
2.3	Piles ayant subi des dommages associés à la classe opération retardée	12
2.4	Piles ayant subi des dommages associées à la classe non opérationnelle	13
2.5	Relation entre le niveau de service post-sismique et la performance locale d'un pont	15
2.6	Matrice de performance d'après la norme S6-06	18
2.7	Matrice de performance d'après la norme AASHTO 2010	19
2.8	Coefficient de réponse sismique élastique pour différent type de sol et normalisé par rapport à A en fonction de la période	21
2.9	Relation entre la ductilité et le facteur de réduction de la force sismique	22
2.10	Prédiction de la performance du pont selon l'accélération maximale au sol	28
2.11	Schématisation du développement des fissures	31
2.12	Courbe contrainte-déformation du béton	33
2.13	Courbe contrainte-déformation cyclique de l'acier	34
2.14	Équilibre des forces lors du flambement d'une barre d'armature	36
2.15	Distribution plastique des contraintes dans une barre d'armature circulaire	36
2.16	Courbe contrainte-déformation du flambement des barres d'armatures	37
2.17	Enveloppe de la courbe contrainte-déformation du flambement des barres d'armatures	39
2.18	Flambement d'une barre d'armature sur plusieurs cadres	39
3.1	Modèle numérique général à plasticité distribuée	42
3.2	Discrétisation générale d'une section circulaire fibrée	42
3.3	Modèle numérique développé pour la modélisation de piles de pont	45
3.4	Modèle de béton en compression de Légeron et Paultre	49
3.5	Modèle de béton selon Mohd et Mohd	51
3.6	Modèle de béton sous chargement cyclique selon Mohd et Mohd	52
3.7	Comparaison des modèles de béton confiné pour la pile Lehman 415	53
3.8	Modèle d'acier selon Giuffre-Menegotto-Pinto	54
3.9	Représentation graphique de l'énergie de fracture en compression	56
3.10	Courbes de béton confiné modifiées selon Coleman et Spacone pour la pile Lehman 415	57
3.11	Courbes de béton confiné utilisées pour la modélisation de la pile Lehman 415	59
4.1	Enveloppe des courbes contrainte-déformation du béton modifié selon Coleman et Spacone pour l'élément de la rotule plastique	64
4.2	Comportement cyclique du béton non confiné et confiné de la colonne Lehman 415	65

4.3	Comportement cyclique de l'acier et en cisaillement de la colonne Lehman 415	66
4.4	Réponse globale en force-déformation des piles de Lehman et Calderone . .	67
4.5	Erreur sur la prédiction du comportement global des piles de Lehman et Calderone	69
4.6	Courbes contraintes-déformations du béton confiné et non confiné à la rupture des étriers	73
4.7	Réponse en force-déplacement des piles Calderone 328 et Lehman 407 (déformations limites expérimentales)	76
4.8	Réponse en force-déplacement des piles Lehman 415 et Lehman 430 (déformations limites expérimentales)	77
4.9	Réponse en force-déplacement des piles Lehman 815 et Calderone 828 (déformations limites expérimentales)	78
4.10	Réponse en force-déplacement des piles Lehman 1015 et Calderone 1028 (déformations limites expérimentales)	79
4.11	Réponse en force-déplacement des piles Calderone 328 et Lehman 407 (déformations limites théoriques)	82
4.12	Réponse en force-déplacement des piles Lehman 415 et Lehman 430 (déformations limites théoriques)	83
4.13	Réponse en force-déplacement des piles Lehman 815 et Calderone 828 (déformations limites théoriques)	84
4.14	Réponse en force-déplacement des piles Lehman 1015 et Calderone 1028 (déformations limites théoriques)	85
4.15	Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de linéarité du béton	87
4.16	Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de la plastification des barres longitudinales	87
4.17	Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de perte du recouvrement de béton	88
4.18	Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite du flambement des barres longitudinales	88
4.19	Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de rupture des étriers	89
4.20	Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de rupture des barres longitudinales	89
4.21	Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de dégradation du noyau de béton	90
5.1	Courbe contrainte-déformation en valeur absolue du béton non confiné et de l'acier des piliers types	93
5.2	Sismicité au Canada jusqu'en 2001 et délimitation des régions sismiques de l'est, de l'ouest et de la région continentale de faible sismicité	99
5.3	Comparaison des spectres d'accélération normalisés à 1,0 g	102
5.4	Spectres d'accélération types pour le Canada normalisés à 1,0 g	103

5.5	Spectres d'accélération types pour le Canada normalisés à 1,0 g selon les catégories d'emplacements	105
5.6	États limites et niveau de service selon l'endommagement de la pile selon une version préliminaire de la S6-14	106
5.7	Dissipation d'énergie hystérétique et rigidité équivalente d'une réponse cyclique	111
5.8	Spectre d'accélération et erreur pour la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1	117
5.9	Spectre d'accélération et erreur pour la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2	117
5.10	Spectre d'accélération et erreur pour la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2	118
5.11	Spectre d'accélération et erreur pour la pile O2P125N30LD5T0.25EROS2	118
5.12	Spectre d'accélération et erreur pour la pile O3P125N10LD3T0.50CROS1	119
5.13	Spectre d'accélération et erreur pour la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1	119
6.1	Courbe force-déplacement et point limite de la pile O1P125N05LD5	124
6.2	Courbes d'amortissement visqueux équivalent des piles de l'étude paramétrique en fonction de leur ductilité	125
6.3	Courbe de performance sismique de la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1	126
6.4	Courbe de performance sismique de la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2	127
6.5	Courbe de performance sismique de la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2	128
6.6	Courbe de performance sismique de la pile O2P125N30LD8T0.25CROS2	128
6.7	Courbe de performance sismique de la pile O3P125N10LD3T0.50CRES1	129
6.8	Courbe de performance sismique de la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1	129
6.9	Plage des périodes équivalentes moyennes en fonction des périodes fondamentales	131
6.10	Comparaison des courbes de performance en fonction des périodes fondamentales	132
6.11	Comparaison des réponses en déplacement selon deux différents couples d'accélérogrammes	134
6.12	Courbes de performance selon des accélérogrammes synthétiques et réels de la pile O1P125N05LD5	135
6.13	Réponses en déplacement de la pile O1P125N05LD5 selon les accélérogrammes synthétiques east7c1_26 et east7c1_25	136
6.14	Réponses en déplacement de la pile O1P125N05LD5 selon les accélérogrammes synthétiques east7c1_18 et east7c1_16	136
6.15	Réponses en déplacement de la pile O1P125N05LD5 selon les accélérogrammes synthétiques east7c1_2 et east7c1_1	137
6.16	Comparaison des courbes de performance de la pile O1P125N05LD5 obtenues selon les deux méthodes de prédiction	138
6.17	Courbes de performance de la pile O1P125N05LD5 selon les accélérogrammes synthétiques unidirectionnels	139
6.18	Comparaison des courbes de performance de la pile O1P125N05LD5 obtenues selon les deux méthodes de prédiction et avec un spectre d'accélération modifié	140
6.19	Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O1P125N10LD3-T0.10ARES2 selon les deux méthodes de prédiction	141

6.20	Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O2P080N20LD5-T1.00DRES2 selon les deux méthodes de prédiction	141
6.21	Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O2P125N30LD8-T0.25EROS2 selon les deux méthodes de prédiction	142
6.22	Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O3P125N10LD3-T0.50CRES1 selon les deux méthodes de prédiction	142
6.23	Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O3P250N05LD8-T1.00DROS1 selon les deux méthodes de prédiction	143
6.24	Répartition des états limites provoquant le dépassement du niveau de service immédiat	147
6.25	Répartition des états limites provoquant le dépassement du niveau de service limité	147
6.26	Proportion des états limites provoquant le dépassement du niveau de service limité en fonction des différentes variables de l'étude paramétrique	149
6.27	Répartition des états limites provoquant le dépassement du niveau de service interrompu	150
6.28	Proportion des états limites provoquant le dépassement du niveau de service interrompu en fonction des différentes variables de l'étude paramétrique	151
6.29	Gain de capacité du niveau de service aucun par rapport au niveau de service interrompu	153
6.30	Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité	156
6.31	Courbe de fragilité des coefficients de performance pour le niveau de service immédiat (fissuration)	158
6.32	Courbe de fragilité des coefficients de performance pour le niveau de service limité	158
6.33	Courbe de fragilité des coefficients de performance pour le niveau de service interrompu	159
6.34	Courbe de fragilité des coefficients de performance pour le niveau de service aucun	159
D.1	Courbe force-déplacement et points limites de la pile O1P125N10LD3	188
D.2	Courbe force-déplacement et points limites de la pile O2P080N20LD5	188
D.3	Courbe force-déplacement et points limites de la pile O2P125N30LD8	189
D.4	Courbe force-déplacement et points limites de la pile O3P125N10LD3	189
D.5	Courbe force-déplacement et points limites de la pile O3P250N05LD8	190
E.1	Influence de la rupture de barres pour la pile O1P125N05LD5	191
F.1	Courbe de performance sismique de la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2 obtenue avec la méthode dynamique	194
F.2	Courbe de performance sismique de la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2 obtenue avec la méthode dynamique	195
F.3	Courbe de performance sismique de la pile O2P125N30LD8T0.25EROS2 obtenue avec la méthode dynamique	196

F.4	Courbe de performance sismique de la pile O3P125N10LD3T0.50CRES1 obtenue avec la méthode dynamique	197
F.5	Courbe de performance sismique de la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1 obtenue avec la méthode dynamique	198
G.1	Courbe de performance sismique de la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive	200
G.2	Courbe de performance sismique de la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive	200
G.3	Courbe de performance sismique de la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive	201
G.4	Courbe de performance sismique de la pile O2P125N30LD8T0.25EROS2 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive	201
G.5	Courbe de performance sismique de la pile O3P125N10LD3T0.50CRES1 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive	202
G.6	Courbe de performance sismique de la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive	202
H.1	Influence du diamètre sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)	204
H.2	Influence du diamètre sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité	204
H.3	Influence du diamètre sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu	205
H.4	Influence du diamètre sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun	205
H.5	Influence du taux d'armature longitudinale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)	206
H.6	Influence du taux d'armature longitudinale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité	206
H.7	Influence du taux d'armature longitudinale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu	207
H.8	Influence du taux d'armature longitudinale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun	207
H.9	Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)	208
H.10	Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité	208
H.11	Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu	209
H.12	Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun	209
H.13	Influence du rapport d'élançement sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)	210

H.14 Influence du rapport d'élanement sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité	210
H.15 Influence du rapport d'élanement sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu	211
H.16 Influence du rapport d'élanement sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun	211
H.17 Influence de la période sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)	212
H.18 Influence de la période sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité	212
H.19 Influence de la période sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu	213
H.20 Influence de la période sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun	213
H.21 Influence du type de sol sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)	214
H.22 Influence du type de sol sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité	214
H.23 Influence du type de sol sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu	215
H.24 Influence du type de sol sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun	215

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Performance fonctionnelle des ouvrages d'art	7
2.2	Performance économique des ouvrages d'art	9
2.3	Corrélation entre les états d'endommagements et les classes opérationnelles	14
2.4	Relation entre niveaux de performance, performances fonctionnelles, économiques et locales	15
2.5	Périodes de récurrence des tremblements de terre en fonction des niveaux d'intensité sismique pour les normes S6-06 et AASHTO 2010	17
2.6	Calcul du coefficient de réponse sismique élastique selon le code canadien S6-06	20
2.7	Coefficients de modification de réponse, R , prescrit par la S6-06	23
2.8	Coefficients de modification de réponse, R , prescrit par l'AASHTO 2010 . .	24
2.9	Comparaison des rapports I/R_{S6-06} et $1/R_{AASHTO2010}$	24
2.10	Coefficients R et coefficients I proposés par Sheikh et Légeron	29
2.11	Modèle du comportement cyclique de l'acier	35
3.1	Paramètres géométriques et de résistance des matériaux pour comparaison des courbes de béton	52
4.1	Propriétés principales des huit colonnes en béton armé de Lehman et Calderone	62
4.2	Maillage, nombre de fibres et longueur des éléments utilisés dans la modélisation des huit colonnes en béton armé de Lehman et Calderone	63
4.3	Comparaison des valeurs de déformation, contrainte et déplacement des points limites obtenues par analyse avec les valeurs expérimentales	75
4.4	Comparaison des valeurs de déformation, contrainte et déplacement des points limites obtenues par analyse avec les valeurs théoriques	86
5.1	Principales villes du Canada en fonction des régions sismiques	100
5.2	Regroupement des principales villes du Canada en fonction de la corrélation de leur spectre d'accélération	101
5.3	Valeurs d'accélération spectrales normalisées à 1,0 g des quatre spectres types du Canada	104
5.4	Valeurs d'accélération spectrales normalisées à 1,0 g des spectres types selon les catégories d'emplacements	104
5.5	Objectifs de performance minimum selon la norme S6-14	106
5.6	Caractéristiques des piles soumises aux essais dynamiques	112
5.7	Couples magnitude-distance à l'épicentre et type de faille des séismes représentatifs du Canada	113
5.8	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_s , en fonction de la catégorie d'emplacement	114
5.9	Accélérogrammes réels retenus pour les analyses dynamiques	116
5.10	Accélérogrammes synthétiques retenus pour les analyses dynamiques	120

6.1	Validation de la performance de la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1 située à Montréal	145
6.2	Facteurs de modification de réponse performantiels	161
6.3	Paramètres de dimensionnement favorisant une performance sismique optimale selon les différentes catégories d'importance de ponts	163
A.1	Paramètres des piliers types de pont utilisés pour l'étude paramétrique . .	169
B.1	Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'est du Canada selon une période de récurrence de 125 ans	176
B.2	Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'ouest du Canada selon une période de récurrence de 125 ans	177
B.3	Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'est du Canada selon une période de récurrence de 500 ans	178
B.4	Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'ouest du Canada selon une période de récurrence de 500 ans	179
B.5	Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'est du Canada selon une période de récurrence de 1000 ans	180
B.6	Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'ouest du Canada selon une période de récurrence de 1000 ans	181
B.7	Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'est du Canada selon une période de récurrence de 2500 ans	182
B.8	Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'ouest du Canada selon une période de récurrence de 2500 ans	183
C.1	Accélération maximale au sol et spectrale à 0,2 s pour les principales villes du Canada	186

LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Définition
A	rapport d'accélération de la zone
A_b	section de la barre d'armature
A_c	section nominale de béton confiné
A_g	section brute de béton
A_{sh}	section totale d'armature transversale à l'intérieur de l'espacement des cadres
A_v	section d'armature transversale servant à reprendre le cisaillement
b	ratio de la rigidité plastifié sur la rigidité non plastifié des barres d'armatures
b_v	largeur effective de l'âme d'une section
c	diamètre du noyau confiné
C_{sm}	coefficient de réponse sismique élastique
d	diamètre des barres d'armatures longitudinales
d_h	diamètre des barres d'armatures transversales
d_v	hauteur efficace en cisaillement
D	diamètre de la section
E_c	module d'élasticité sécant du béton
E_{ct}	module d'élasticité tangent à l'origine du béton
E_D	énergie dissipée hystérétiquement
E_s	module d'élasticité de l'acier
E_{sh}	module d'élasticité de l'acier d'armature après plastification
F_a	coefficient d'accélération
f_{cc}	contrainte de compression agissant sur le béton
f_{cr}	contrainte critique de fissuration en traction du béton
F_i	effort latérale
F_v	coefficient de vitesse
f'_c	résistance spécifiée en compression du béton
f'_{cc}	résistance spécifiée en compression du béton confiné
f'_{cu}	résistance ultime du béton
f_h	contrainte de traction agissant dans l'enveloppe de confinement
f_{le}	contrainte effective de confinement
$F_{sismique}$	Force attribuable aux effets sismique
f_y	résistance élastique spécifiée de l'acier longitudinal
f_{yh}	résistance élastique spécifiée de l'acier de confinement
g	accélération gravitationnelle
G	module de cisaillement du béton
G_f^c	énergie de rupture en compression
h	hauteur subissant des déformations inélastiques
I	coefficient d'importance
I_e	indice de confinement effectif
I_{e50}	indice de confinement effectif évalué à la déformation post-pic ϵ_{cc50}
I_t	moment d'inertie en torsion
k	constante de modification
	facteur contrôlant la pente de la courbe contrainte-déformation du béton
	facteur de forme en cisaillement
K_e	coefficient d'efficacité de confinement
k_{eq}	rigidité équivalente
L	longueur de la pile
L_{IP}	longueur entre deux points d'intégration

Symbole	Définition
L_p	longueur de la rotule plastique
m_s	masse sismique
M	magnitude
M_p	moment plastique de la section
n_c^r	nombre de divisions radiales dans le béton confiné
n_{nc}^r	nombre de divisions radiales dans le béton de recouvrement
n_c^t	nombre de divisions tangentés dans le béton confiné
n_{nc}^t	nombre de divisions tangentés dans le béton de recouvrement
N_{cr}	charge axiale critique en tension du béton
N_p	nombre de points d'intégration
p	probabilité de dépassement pour une période donnée
P_f	charge axiale
r	rayon des barres d'armatures longitudinales
R	coefficient de modification de réponse
$R_{performance}$	coefficient de modification de réponse performantiel
s	espacement des armatures transversales
S	coefficient de modification attribuable au type de sol
S_a	accélération spectrale issue du pseudo-spectre d'accélération absolue
$S_{aDMF_{T_{eq}}}$	accélération spectrale issue du spectre modifié par le DMF
$S_{a_{eq}}$	accélération spectrale équivalente
$S(T)$	accélération spectrale pour une période T
t	période pour laquelle la probabilité de dépassement d'un séisme est calculée
T	période propre d'une structure
T_{eq}	période équivalente
u_i	déplacement inélastique
u_{max}	déplacement ultime
u_y	déplacement à la plastification
U_{cc}	énergie de déformation emmagasinée dans le béton confiné
U_{co}	énergie de déformation emmagasinée dans le béton non confiné
U_{sc}	énergie de déformation emmagasinée dans les barres d'armatures longitudinales
U_{sh}	énergie de déformation emmagasinée dans les barres d'armatures transversales
V	effort tranchant agissant à une section
V_c	part du cisaillement repris par le béton uniquement
V_r	résistance pondérée à l'effort tranchant
V_s	part du cisaillement repris par les armatures transversales uniquement
$V_{r,max}$	valeur maximale permise pour V_r
\bar{V}_s	vitesse moyenne des ondes de cisaillement
W	poids sismique
Z	pente de la partie post-pic de la courbe contrainte-déformation du béton confiné
β	coefficient contrôlant la capacité du béton à transférer le cisaillement facteur de pondération influençant l'accélération
Δ	déplacement de la structure
Δ_i	déplacement latérale sous l'effort latérale F_i
Δ_L	variation de longueur
Δ_y	déplacement de la structure à la plastification des barres d'armatures longitudinales
ϵ	déformation interne du matériau
ϵ_c	déformation du béton non confiné
ϵ_c'	déformation du béton confiné correspondant à f_c'
ϵ_{cc}	déformation du béton confiné
ϵ_{cc}'	déformation du béton confiné correspondant à f_{cc}'

Symbole	Définition
ϵ_{c50}	déformation post-pic du béton non confiné mesuré à $0,5f'_c$
ϵ_{ccu}	déformation ultime du béton confiné
ϵ_{cc50}	déformation axiale post-pic du béton confiné à 50% de sa résistance maximale
ϵ_{cc85}	déformation axiale post-pic du béton confiné à 85% de sa résistance maximale
ϵ_{cr}	déformation critique de fissuration du béton
ϵ_s	déformation de l'armature longitudinale
ϵ_{sh}	déformation de l'armature transversale
ϵ_{su}	déformation ultime de l'acier d'armature longitudinale
ϵ_{suh}	déformation ultime de l'acier d'armature de confinement
ϵ_y	déformation à la plastification
ϕ_c	coefficient de sécurité partiel relatif à f'_c
ϕ_s	coefficient de sécurité partiel relatif à f_y
γ	facteur contrôlant l'amortissement numérique
μ	ductilité en déplacement
ν	coefficient de Poisson
θ	angle d'inclinaison des fissures dans le béton angle définissant l'axe neutre
ρ_s	taux d'armature longitudinal dans le béton armé
ρ_{sh}	taux d'armature transversale dans le béton armé
ρ_{se}	taux effectif de section d'armature de confinement dans le béton armé
σ	écart-type contrainte interne du matériau
σ_c	contrainte dans le béton
σ_s	contrainte dans les armatures
σ_y	contrainte de plastification des armatures
ξ_{eq}	taux d'amortissement équivalent
ξ_0	taux d'amortissement initial

LISTE DES ACRONYMES

Acronyme	Définition
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ATC	<i>Applied Technology Council</i>
CCCPR	Code canadien sur le calcul des ponts routiers
CCV	Coût du cycle de vie
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
DJMQ	Débit journalier moyen quotidien
DMF	Facteur de correction d'amortissement
DRF	Facteur de réponse en dommage
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
OpenSees	Système ouvert de simulation en génie parasismique
PEER	<i>Pacific Earthquake Engineering Research Center</i>
PGA	Accélération maximale au sol

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

Les procédures de conception des structures au Canada, aux États-Unis et ailleurs dans le monde, initialement axées sur la sauvegarde des vies humaines, sont en transition vers une approche basée sur le contrôle de l'endommagement et sur la réduction des pertes socio-économiques. Ce changement dans la philosophie de conception parasismique résulte pour l'essentiel des grands tremblements de terre qui ont frappé les États-Unis et le Japon au cours des dernières décennies tels que les séismes de 1994 à Northridge en Californie et de Kobe, au Japon, en 1995. Le tremblement de terre de Northridge a montré que, même si la perte de vie humaine a été réduite au minimum, les pertes économiques principalement attribuées à l'interruption des activités commerciales ont été très élevées et estimées à 67 milliards de dollars [The Economist online, 2012].

Ces tremblements de terre ont démontrés que : (i) les méthodes modernes de dimensionnement permettent de limiter les pertes en vie humaine et (ii) les pertes socio-économique peuvent être considérables et doivent être prises en compte dans la conception. La société a exigé des méthodes de conceptions alternatives qui contrôlent les dommages et la réduction des pertes économiques. Puisque les ponts sont particulièrement à risque et qu'ils peuvent subir des dommages importants au cours des séismes pouvant entraîner la perte de l'ouvrage et de grandes conséquences économiques, des projets de recherche visant à établir les bases du dimensionnement à la performance sont entrepris à travers le monde. Ainsi, une des modifications récentes dans la conception parasismique des ponts est l'intégration du facteur de performance de l'ouvrage lors des tremblements de terre. Cette performance peut être liée à des objectifs opérationnels et économiques. En effet, les propriétaires d'ouvrages peuvent choisir le niveau de performance désiré selon la nécessité d'utilisation postsismique du pont (circulation complète, circulation limitée ou aucune circulation). Cette méthode de conception permet non seulement de limiter les dommages subis par les ponts de haute importance, mais évite également de surdimensionner les ponts classés de moyenne et de faible importance. En évitant le surdimensionnement ainsi qu'en classifiant les ponts selon le niveau de service nécessaire en cas de tremblement de terre, des économies substantielles peuvent être réalisées autant pour le propriétaire de l'ouvrage que pour la société.

Les règles de conception parasismique selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers [CSA-S6-06, 2006] reposent en grande partie sur des principes de conception basés sur la force et la ductilité. La force sismique correspondant à une réponse élastique provoquée par une accélération spectrale pour une catégorie d'emplacement donné est calculée selon une estimation de la raideur élastique de la structure. Cette force élastique est ensuite modifiée par un facteur de modification de réponse, R , en fonction d'une ductilité supposée de la pile et d'un facteur d'importance, I . Toutefois, selon [Sheikh et Legeron, 2010], les règles de conception actuelles du Code canadien sur le calcul des ponts routiers ne garantissent pas nécessairement le rendement futur des ponts. En effet, étant donné que la norme S6-06 ne fournit qu'un seul coefficient R par type d'élément de fondation et qu'un facteur R est généralement associé à un seul niveau de conception, il s'en suit que deux niveaux sur trois ne soient pas respectés. Alors, la conception parasismique, pour plusieurs niveaux de performance, peut exiger un ensemble de facteurs R , chacun étant associé à un niveau de performance individuel.

Étant donné que les règles de conception actuelles du Code canadien sur le calcul des ponts routiers n'assurent pas automatiquement l'atteinte de la performance souhaitée pour un pont, il est nécessaire de développer une méthodologie permettant de relier les critères de performance et les niveaux de performance.

1.1 Objectifs

L'objectif principal est la mise en place d'une méthode de conception adaptée aux ouvrages d'art simples dans le cadre d'une approche performantielle pouvant être incorporée à la norme [CSA-S6-06, 2006]. Cet objectif principal est séparé en quatre objectifs spécifiques.

1. Le premier objectif spécifique est de développer un modèle numérique permettant de prédire le comportement non linéaire des piles de ponts sous chargement sismique et de le valider avec des résultats expérimentaux.
 2. Le deuxième objectif spécifique est de déterminer les paramètres ayant le plus d'influence sur la performance sismique des piles de ponts.
 3. Le troisième objectif spécifique est d'évaluer les coefficients de modification de réponse et la demande en ductilité en fonction des différents niveaux de performance et catégories d'importance de pont.
 4. Finalement, le quatrième objectif spécifique est de déterminer les scénarios critiques lors du dimensionnement. En d'autres mots, déterminer, pour chaque catégorie d'im-
-

portance, l'aléa sismique qui contrôle le dimensionnement de l'ouvrage dans tous les cas.

1.2 Étendue du projet

La mise en place d'une méthode de conception adaptée aux ouvrages d'art simples dans le cadre d'une approche performantielle débute par l'élaboration d'un modèle numérique permettant la prédiction du comportement non linéaire des piles de ponts sous chargement sismique. Pour ce faire, le programme d'éléments finis OpenSees est utilisé. Avec ce programme, un modèle numérique à poutres multifibres considérant le comportement en flexion, en cisaillement et en torsion est créé. Par la suite, une validation du modèle numérique est effectuée par la reproduction d'essais expérimentaux réalisés par [Lehman et Moehle, 2000] et [Calderone et Moehle, 2001]. Pour les huit piles servant à la validation, une vérification de la capacité du modèle à prédire le comportement global et local est effectuée. Les dommages locaux sont la fissuration du béton, la plastification des barres d'armatures longitudinales, la perte du recouvrement, la rupture des barres longitudinales et transversales, le flambement des barres et la dégradation du noyau de béton confiné.

Après avoir développé et validé le modèle numérique, une étude paramétrique de la performance sismique des piliers de ponts est réalisée. Cette étude paramétrique débute par la détermination de piles types de ponts. Les variables de l'étude sont le diamètre, le rapport d'élancement, le taux d'armatures longitudinales, le taux de charge axiale, la masse sismique, les types de sol et les régions sismiques du Canada. Tous ces piliers sont évalués selon deux spectres d'accélération type par région sismique établie en fonction de la corrélation entre les différents spectres UHS des principales villes du Canada. Pour chacune des piles de l'étude paramétrique, une courbe de performance est établie par la méthode de prédiction de la performance par analyse par poussées progressives développée par [Sheikh et Legeron, 2012]. La courbe de performance de six piliers est également établie par la méthode de prédiction de la performance par analyse dynamique pour des fins de validation.

En fonction de toutes les courbes de performance ainsi obtenue, des courbes de fragilité montrant l'influence des variables de l'étude paramétrique sont développées. À partir des accélérations aux différents points de dépassements des niveaux de services, des facteurs de réponse en dommage sont déterminés et servent de données de départ à l'établissement de facteurs de modification de réponse performantiels.

Finalemment, des recommandations pour l'atteinte d'une performance sismique optimale sont effectuées d'après l'influence des paramètres de conception d'une pile de pont.

CHAPITRE 2

REVUE DE LITTÉRATURE

La conception performantielle sous charges sismiques vise à limiter les dommages, les pertes de service ainsi que les conséquences anticipées envers la société pour des infrastructures soumises à un risque sismique. Ces infrastructures peuvent être, entre autres, des ponts ou des bâtiments. Pour les ouvrages d'art, la conception performantielle implique la sélection d'un système de reprise des charges sismiques, de matériaux adéquats, la prédiction des endroits probables où il y aura formation de rotules plastiques et, finalement, la comparaison de la demande et de la capacité associée aux critères de performances à atteindre [ACI-341, 2011].

Afin de se prévaloir contre l'incertitude de l'intensité des tremblements de terre, la conception classique est fondée sur la formation de mécanisme ductile au niveau des piles de ponts, et ce, même si les objectifs de performance exigent un niveau de dommage restreint ou inexistant suite aux séismes. Dès lors, la capacité structurale ainsi que la déformation admissible de la structure, tout en développant un mécanisme ductile acceptable, doivent être l'objectif principal dans la conception performantielle sous charges sismiques des ouvrages d'art.

2.1 Performance des ouvrages

Les critères de performances anticipés sont reliés aux niveaux sismiques probables du site [Moehle, 2004]. Toutefois, dans une optique plus pratique pour les ingénieurs, le concept de dimensionnement performantiel nécessite l'évaluation explicite de la performance pour un certain nombre de niveaux de risque.

Dans la conception performantiel, les piliers de ponts en béton armé sont conçus afin d'atteindre certains objectifs de performance [Girard, 2011]. Le terme « objectif de performance » exprime le degré d'endommagement de la structure ainsi que le niveau de perturbation du service permis selon différentes demandes sismiques. L'objectif de performance appropriée pour un pont dépend des conséquences des dommages et de la perte de fonction opérationnelle.

2.1.1 Niveaux de performance

Dans la conception performantielle, les niveaux de performance sont représentés par trois classes de « performance opérationnelle » suite à un évènement sismique [Floren et Mohammadi, 2001; Ghosh *et al.*, 2008; Lehman *et al.*, 2004]. Ces trois classes de performance opérationnelle sont les suivantes :

1. Pleinement opérationnelle
2. Opération retardée
3. Non opérationnel (prévention de l'effondrement du pont)

Certains auteurs [ACI-341, 2011; Ghobarah, 2001; Priestley, 2000; Sheikh et Legeron, 2010] proposent également une quatrième classe de performance, soit :

4. Opérationnel

Cette dernière s'inscrit comme une subdivision de la classe pleinement opérationnelle.

Les niveaux de performance, par l'entremise des classes de performance opérationnelle, sont définis selon deux échelles de performance. La première échelle fait référence aux performances fonctionnelles postsismiques tandis que la deuxième échelle est basée sur la performance économique de l'ouvrage. Finalement, ces deux échelles sont traduites, en termes d'ingénierie par des objectifs de performances locales. Le terme «local» se rapporte au comportement d'un composant individuel et indépendant des composants adjacents tandis que le terme «fonctionnel» décrit plutôt le comportement global de la structure suite à un tremblement de terre [Caltrans, 2010].

Performance fonctionnelle

Les objectifs de performance fonctionnelle sont liés à l'utilisation postsismique de l'ouvrage. Le tableau 2.1 présente la performance fonctionnelle selon chaque classe de performance.

À partir du tableau 2.1, on remarque que les quatre niveaux de performance opérationnelle sont liés à trois niveaux de service postsismique : circulation complète, circulation limitée aux véhicules d'urgence et fermée à toute circulation.

Le niveau de service circulation complète implique un accès complet à toute circulation après l'évènement sismique. Dans le cas de la classe pleinement opérationnelle, aucune fermeture de l'ouvrage n'est prévue et aucune inspection de la structure n'est requise après un séisme. La circulation n'est donc aucunement affectée. Par contre, les ponts

Tableau 2.1 Performance fonctionnelle des ouvrages d'art
Adapté de [Lehman et Moehle, 2000]

Niveau de performance opérationnelle	Niveau de performance postsismique	Performance postsismique
Pleinement opérationnel	Circulation complète (sans inspection)	Niveau original
Opération	Circulation complète (après inspection)	Niveau original
Opération retardée	Circulation limitée aux véhicules d'urgences (après inspection)	Inférieur au niveau original
Non opérationnel	Fermé à toute circulation	Niveau minimum

de la classe opérationnelle doivent être fermés à la circulation immédiatement après un séisme, mais seulement pour une courte période, laissant ainsi le temps de procéder à une inspection après quoi une circulation totale est acceptée. Pendant cette période, les véhicules d'urgences peuvent utiliser l'ouvrage.

Le second niveau de service postsismique, soit circulation limitée aux véhicules d'urgence, requiert également la fermeture complète de l'ouvrage immédiatement après un séisme pour quelques jours laissant ainsi le temps de procéder à une inspection et quelques réparations temporaires. Après l'inspection et les réparations temporaires, seulement le passage des véhicules d'urgence sur la structure est permis.

Finalement, le niveau de service fermé à toute circulation implique une fermeture complète du pont étant donné les dommages importants à la structure. Aucun véhicule n'est admis à traverser le pont, et ce, pour une très longue période (plusieurs mois).

Somme toute, cette échelle de performance est nécessaire pour atteindre un niveau de fonctionnalité désiré.

Performance économique

Le niveau de performance peut également être déterminé à partir des objectifs de performance économique. En effet, la conception performantielle vise non seulement l'atteinte d'objectifs fonctionnels à la suite d'un tremblement de terre, mais également à optimiser le coût total de l'ouvrage et ses répercussions sur la société tout au long de sa durée de vie [Frangopol et Liu, 2004]. Par exemple, une augmentation du niveau de performance sismique augmente le coût de construction initial, mais en retour, limite les coûts de réparation postsismique et les impacts économiques. Donc, afin d'évaluer la conception économique optimale d'un pont à résister à un séisme, le concept de coût du cycle de vie

(CCV) peut être utilisé. Le CCV est le coût total d'un projet. Ce coût total englobe les coûts primaires (coût de construction initial, de réparation ou de reconstruction, s'il y a lieu) ainsi que les coûts secondaires (coûts économiques) [Fragiadakis et Lagaros, 2011; Peng *et al.*, 2006; Sheikh *et al.*, 2007].

Une étude a été réalisée par [Sheikh *et al.*, 2007] afin de démontrer la nécessité de prendre en compte les objectifs de performance économique dans la prise de décision du niveau de performance d'un pont. Dans cette étude, le coût du cycle de vie est effectué pour trois cas (même pont à deux travées, mais dans trois environnements différents). Dans le premier cas, le pont est situé sur une route passante dont le débit journalier moyen de véhicule est de 20 000. Dans le deuxième cas, le pont est situé sur une route moyennement occupée dont le débit journalier moyen est de 5000 et le troisième cas peut être considéré comme étant dans une petite ville dont le débit journalier moyen de véhicule passant sur le pont est de 500. Les résultats de l'étude sont présentés à la figure 2.1.

À partir de la figure 2.1, il est intéressant de noter que l'accélération au sol de dimensionnement n'a qu'un effet mineur sur le coût de construction initial ainsi que sur les coûts reliés aux dommages. Ceci est raisonnable puisque le coût de la superstructure, qui compose la plus grande partie du coût de construction initial, demeure constant avec l'augmentation des mouvements du sol étant donné que la pile est le seul élément structural conçu pour résister aux déplacements de sol induit par le séisme. L'accélération au sol de dimensionnement a cependant un impact significatif sur la taille de la pile et sur ses taux d'armature longitudinale et transversale. Toutefois, le coût de la pile et de ses fondations ne représente qu'environ 30 % du coût de construction initial [Sheikh *et al.*, 2007], expliquant ainsi pourquoi l'accélération au sol de dimensionnement n'a qu'un effet mineur sur le coût de construction initial ainsi que sur les coûts reliés aux dommages.

Selon l'étude réalisée par [Sheikh *et al.*, 2007], il est évident que pour un pont situé sur une route passante, le coût du cycle de vie diminue avec l'augmentation de l'accélération de dimensionnement et est minimum lorsque la pile de pont est conçue pour le niveau supérieur d'accélération (figure 2.1a). Pour une chaussée modérément occupée, le coût du cycle de vie diminue légèrement avec l'augmentation du niveau d'accélération sismique de conception et atteint un optimum lorsque l'accélération au sol est autour de 0,4 g (figure 2.1b). Pour un pont situé dans un lieu éloigné, le coût du cycle de vie est minimum à environ 0,3 g (figure 2.1c). Il est important de noter que le coût de construction initial ne change pas de manière significative avec l'augmentation du niveau d'accélération de dimensionnement et que le coût d'usage est prépondérant dans le CCV. Donc, selon [Sheikh *et al.*, 2007], il est prudent de concevoir les piles de ponts pour le niveau de tremblement

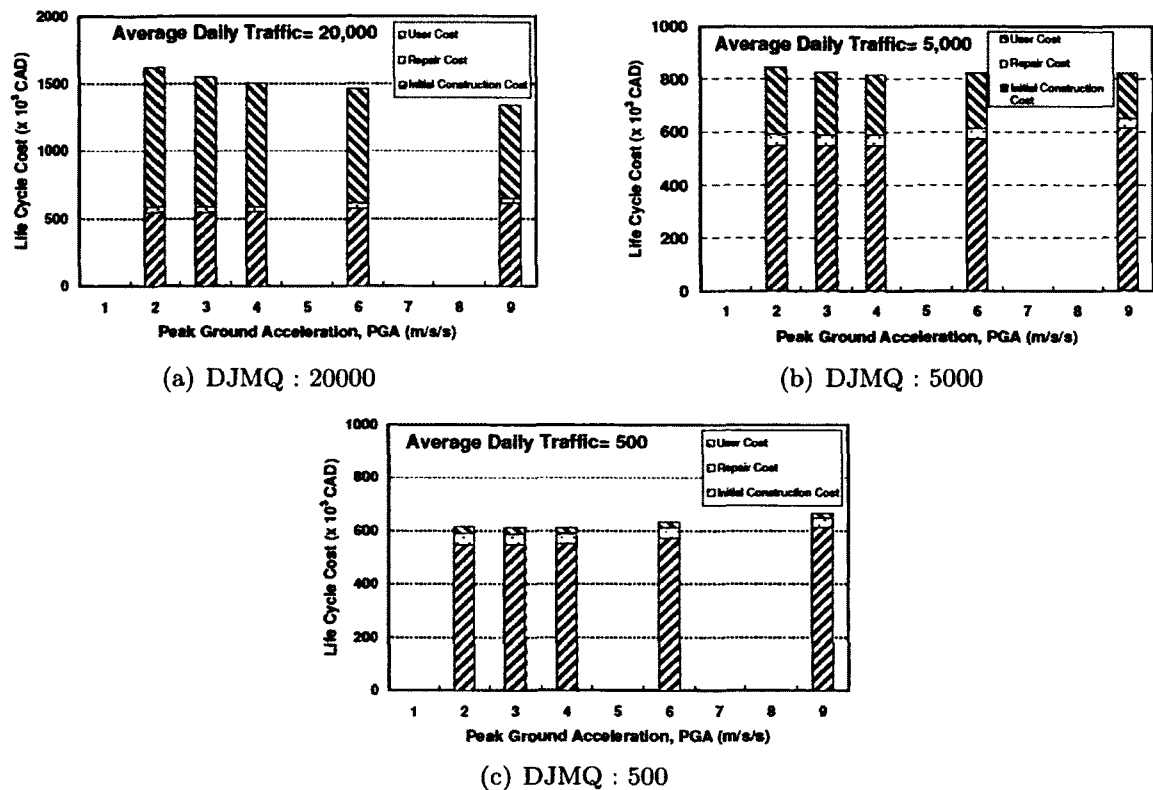


Figure 2.1 Coût du cycle de vie pour un pont en fonction de son débit journalier moyen de véhicule

[Sheikh et Legeron, 2010]

de terre ayant la plus forte accélération lorsque le pont est situé sur une route passante et pour l'accélération minimale quand le pont se trouve dans des endroits où le trafic est limité.

Comme il est possible de le remarquer, la performance économique est fortement influencée par le temps de fermeture d'un ouvrage. Le temps de fermeture est, quant à lui, directement relié aux dommages postsismiques [Dolce *et al.*, 2006]. Le tableau 2.2 présente donc les objectifs de performance économique selon chaque classe de performance.

Tableau 2.2 Performance économique des ouvrages d'art

Niveau de performance opérationnelle	Niveau d'endommagement
Pleinement opérationnel	Aucun dommage
Opération	Domage minimum
Opération retardée	Domage réparable
Non opérationnel	Domage important

L'échelle de performance économique est nécessaire pour atteindre un niveau de répercussion désiré qui englobe les coûts de construction initiaux, de réparation ou de reconstruction éventuels ainsi que les coûts sur la société.

Performance locale

Les objectifs de performances locales, qui sont en lien direct avec les états limites des piliers de ponts, permettent de lier les objectifs de performance fonctionnelle et économique aux termes d'ingénierie. Ces états limites peuvent être caractérisés par des niveaux d'endommagement. Une campagne d'essais a été réalisée par [Lehman *et al.*, 2004] afin de caractériser l'endommagement des piliers de ponts, de définir les différents états limites et, finalement, de déterminer la séquence d'endommagement. Ses observations ont été, dans l'ordre d'apparition, la fissuration du béton, la plastification des armatures longitudinales, l'éclatement du recouvrement de béton, la rupture des armatures transversales, le flambement des barres longitudinales et, pour terminer, la rupture des barres longitudinales.

Pleinement opérationnelle

Un pont conçu pour répondre aux exigences de la classe pleinement opérationnelle doit avoir une réponse essentiellement dans le domaine élastique. De plus, la largeur des fissures résiduelles doit être très petite et aucun éclatement du recouvrement de béton ne doit survenir. Finalement, aucun déplacement résiduel de la colonne ne doit être présent.

Selon [Sheikh et Legeron, 2010], les fissures dans le béton devraient être à peine visible, soit de la grosseur d'un cheveu. [Lehman et Moehle, 2000] suggère une ouverture maximale résiduelle des fissures à 0,5 mm pour la classe pleinement opérationnelle.

Opération

Cette classe de performance est très semblable à la classe pleinement opérationnelle. Toutefois, la classe opérationnelle est caractérisée par le début de la plastification de l'armature longitudinale et par des ouvertures de fissure légèrement plus importante. [Sheikh et Legeron, 2010] proposent une limitation des ouvertures résiduelles des fissures à 1 mm. Pour cette classe de performance, aucun éclatement du recouvrement de béton n'est permis.

Deux exemples de la classe opérationnelle sont présentés ci-dessous. La figure 2.2a présente une fissuration de flexion sur une pile carrée après le tremblement de terre de Kobe en 1995 tandis que la figure 2.2b montre de longues fissures diagonales sur une pile de section octogonale après le tremblement de terre de Northridge en 1994.

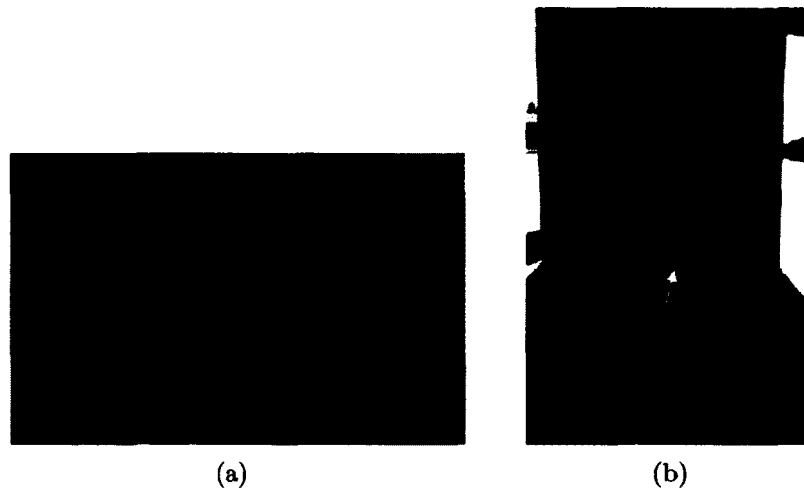


Figure 2.2 Piles ayant subi des dommages associés à la classe opérationnelle

Opération retardée

Cette classe de performance est caractérisée par un endommagement limité de la structure. Une fissuration plus importante et de l'écaillage mineur du recouvrement de béton au niveau des piles peuvent survenir [Floren et Mohammadi, 2001]. De plus, il y a apparition de fissures longitudinales ainsi que de déformations inélastiques au niveau des piliers. Toutefois, aucun flambement des armatures longitudinales ou rupture de l'armature transversale ne se produit.

L'ouverture des fissures devrait se situer entre 1 et 2 mm [Sheikh et Legeron, 2010]. [Kowalsky, 2000] mentionne également que l'ouverture résiduelle des fissures est supérieure à 1 mm. Les auteurs proposent de définir cette classe de performance par la déformation du béton. En effet, [Sheikh et Legeron, 2010], tout comme [Kowalsky, 2000], précisent que la déformation maximale en compression présente dans le béton devrait être de $-0,004$ mm/mm. Ce critère de performance est également proposé par le *Applied Technology Council* [ACI-341, 2011]. Finalement, selon [Kowalsky, 2000], la déformation de l'acier d'armature longitudinale en tension ne devrait pas excéder 0,015 mm/mm.

La figure 2.3a présente l'éclatement du recouvrement de béton à la base d'une pile circulaire après le tremblement de terre de Kobe en 1995 tandis que la figure 2.3b montre l'éclatement du recouvrement de béton dans la partie supérieure d'une pile de section octogonale après le tremblement de terre de Northridge en 1994.

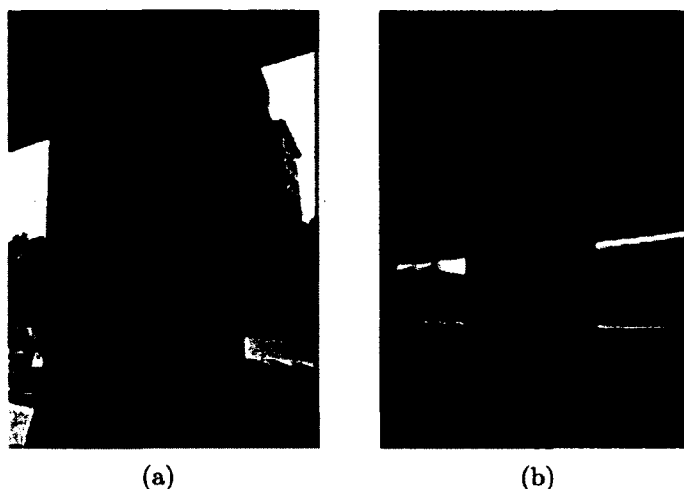


Figure 2.3 Piles ayant subi des dommages associés à la classe opération retardée

Non opérationnelle

La classe non opérationnelle est caractérisée par un état d'endommagement important de la structure. L'ouverture des fissures est très importante et les barres d'armatures longitudinales ont plastifiées, ce qui entraîne l'éclatement du recouvrement de béton sur une très grande région. Des dommages tels que le flambement des armatures longitudinales, la rupture des armatures longitudinales et des armatures transversales peuvent également survenir [Lehman et Moehle, 2000]. De plus, les dommages les plus importants apparaissent au niveau de la section confinée de la pile, qui s'écrase sous la force de l'évènement sismique. Finalement, un déplacement résiduel important de la colonne peut être observé. Toutefois, le pont ne doit pas s'effondrer à la suite de ces dommages.

[Sheikh et Legeron, 2010] proposent que cette classe de performance soit caractérisée par des fissures dont les ouvertures sont supérieures à 2 mm. Les travaux de [Hoshikuma *et al.*, 1997] ont conclu que l'écrasement du noyau confiné et le flambage des armatures longitudinales d'une colonne de béton armé survient lorsque la contrainte dans le béton est supérieure à $0,5f'_{cu}$ où f'_{cu} est la contrainte de compression ultime du béton. Selon [Kowalsky, 2000], la déformation maximale du béton devrait être $\epsilon_{ccu} = 0,018$ tandis que [Priestley, 2000] propose plutôt l'équation 2.1 pour calculer la déformation maximale du béton pour cette classe de performance.

$$\epsilon_{ccu} = 0,004 + \frac{1,4\rho_{sh}f_{yh}\epsilon_{suh}}{f'_{cc}} \quad (2.1)$$

où

ρ_{sh} : taux d'armature de confinement

f_{yh} : contrainte de l'acier de confinement

ϵ_{suh} : déformation maximale de l'acier d'armature transversale

f'_{cc} : capacité du béton

Selon [Sheikh et Legeron, 2010] ainsi que [Kowalsky, 2000], la déformation maximale admissible de l'armature longitudinale pour la classe non opérationnelle devrait être $\epsilon_s = 0,060$ tandis que [Priestley, 2000] suggère plutôt une déformation maximale de l'armature longitudinale $\epsilon_s = 0,6\epsilon_{su}$. Pour des armatures de nuance 400W ou 500W, les déformations ultimes minimums sont comprises entre 10 et 13% [Paultre, 2011]. Donc, la déformation maximale admissible de l'armature longitudinale, selon la formule de Priestley, se situe entre $\epsilon_s = 0,060$ et $\epsilon_s = 0,078$. Il y a donc une valeur commune au niveau de la déformation maximale admissible de l'armature et celle-ci est de 0,06 mm/mm.

Finalement, [Sheikh et Legeron, 2010] ainsi que le *Applied Technology Council*, à travers le [ATC-32, 1996], mentionnent que la rupture des armatures transversales survient lorsque $\epsilon_{cc} = \epsilon_{ccu}$ où ϵ_{ccu} est la contrainte ultime du béton.

Deux exemples de la classe non opérationnelle sont présentés ci-après. La figure 2.4a et 2.4b présentent l'endommagement important de deux piles de ponts après le tremblement de terre de San Fernando en 1971.

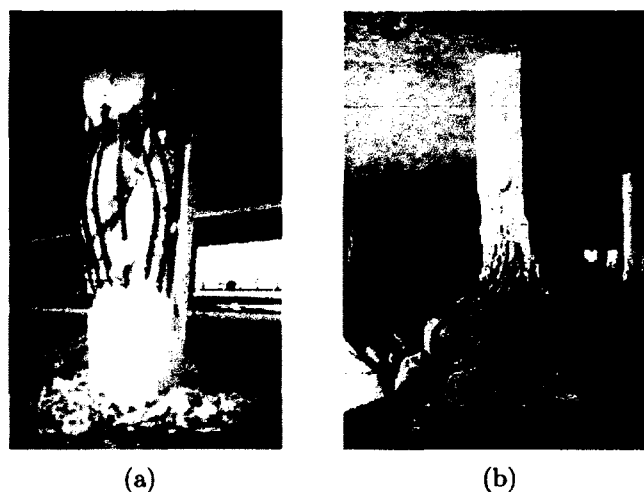


Figure 2.4 Piles ayant subi des dommages associées à la classe non opérationnelle

Une représentation visuelle, sous forme matricielle, de la corrélation entre les différents états d'endommagement (états limites) présent pour chaque classe opérationnelle est présentée au tableau 2.3 [Lehman et Moehle, 2000].

Relation entre niveaux de performance, performances fonctionnelles, économiques et locales

Les niveaux de performance opérationnelle sont liés aux objectifs de performances fonctionnelles (niveau de service postsismique), économiques ainsi qu'aux objectifs de performances locales (états d'endommagement des piles). Le tableau 2.4 rassemble les objectifs de performances fonctionnelles, économiques et locales en fonction des niveaux de performances opérationnelles [Sheikh et Legeron, 2010].

La figure 2.5 présente la relation entre les niveaux de services postsismique, les dommages encourus et les états limites sur une courbe de déplacement des piles de ponts en fonction de l'accélération maximale du sol lors d'un séisme [Sheikh et Legeron, 2010].

Tableau 2.3 Corrélation entre les états d'endommagements et les classes opérationnelles

Adapté de [Lehman et Moehle, 2000]

États d'endommagement (États limites)	Classe opérationnelle			
	Pleinement opérationnel	Opération	Opération retardée	Non opérationnel
Fissuration				
Plastification des armatures longitudinales				
Éclatement du recouvrement de béton				
Rupture des barres transversales				
Flambement et rupture des barres longitudinales				
Dégradation du noyau confiné				

Tableau 2.4 Relation entre niveaux de performance, performances fonctionnelles, économiques et locales

[Sheikh et Legeron, 2010]

Niveau de performance	Niveau de service sismique	Description qualitative du niveau de performance	Description quantitative du niveau de performance	Réparation
Pleinement opérationnel	Circulation complète	Fissuration légère	Fissure à peine visible	Aucune réparation
Opération	Circulation complète	Plastification de l'armature longitudinale	Ouverture des fissures : < 1 mm	Injection des fissures à l'époxy
Opération retardée	Circulation limitée aux véhicules d'urgences	Apparition de déformation plastique; léger éclatement du recouvrement de béton; fissures longitudinales	Ouverture des fissures : 1-2 mm $\varepsilon_c = -0,004$ $\varepsilon_s = 0,015$	Injection des fissures à l'époxy; réparation du recouvrement de béton
Non opérationnel	Fermé à toute circulation	Large ouverture des fissures; important éclatement du recouvrement de béton; flambement de l'armature longitudinale; rupture des armatures longitudinales et transversales; dégradation du béton confiné	Ouverture des fissures : > 2 mm Dégradation du noyau : $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cc50}$ $\varepsilon_s = 0,06$	Réparation très importante menant à la reconstruction complète de la pile

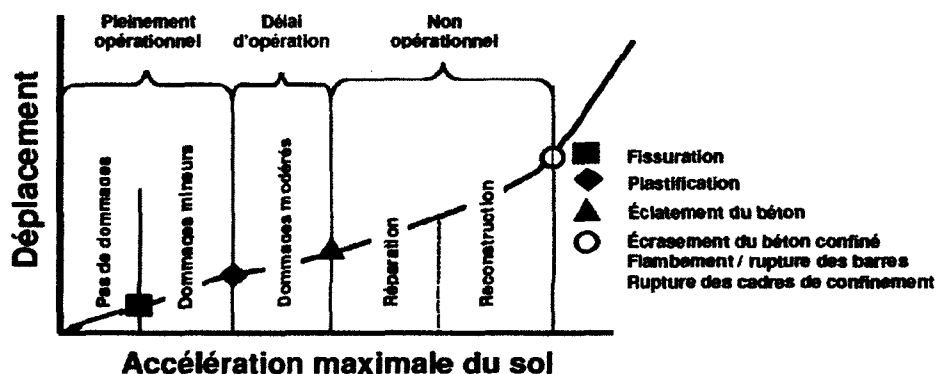


Figure 2.5 Relation entre le niveau de service post-sismique et la performance locale d'un pont

[Sheikh et Legeron, 2010]

2.1.2 Aléas sismiques

Le comité 341 *Earthquake-Resistant Concrete Bridges* de l'*American Concrete Institute* (ACI) propose d'évaluer les objectifs de performances selon deux niveaux d'intensité sismique. La plus faible intensité, soit celle dont la probabilité d'occurrence est la plus élevée, est désignée comme étant de service. Ce séisme a une probabilité de dépassement de 60% durant la durée de vie de l'ouvrage. La plus forte intensité de tremblement de terre considérée par ce même comité porte l'appellation de maximum crédible. Ce séisme a une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, donc période de récurrence de 2475 ans [ACI-341, 2011].

Le *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) propose également deux niveaux d'intensité sismique. Toutefois, ceux-ci sont différents des niveaux suggérés par le comité 341 de l'ACI. Le niveau d'intensité sismique le plus faible que recommande le NCHRP porte l'appellation de fréquent. Ce séisme a une probabilité de dépassement de 50% en 75 ans, donc une période de récurrence d'environ 100 ans. La plus forte intensité de tremblement de terre considérée par le NCHRP porte l'appellation de rare. Ce séisme a une probabilité de dépassement de 3% en 75 ans, soit une période de récurrence de 2500 ans [Roy A. Imbsen, 2006].

La probabilité de dépassement, en %, d'un tremblement de terre durant une période définie, en année, peut être rapportée en une période de récurrence. L'équation 2.2 illustre la relation entre la probabilité de dépassement et la période de récurrence d'un séisme [FEMA-356, 2000].

$$\text{Période de récurrence} = \frac{-t}{\ln(1-p)} \quad (2.2)$$

où

t : période pour laquelle la probabilité de dépassement est calculée

p : probabilité de dépassement pour la période t

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers [CSA-S6-06, 2006] ainsi que le code américain sur le calcul des ponts routiers [AASHTO, 2007] spécifient trois périodes de récurrence pour les événements sismiques. Celles-ci sont présentées au tableau 2.5. Notons que le [CNBC, 2010] précise des périodes de récurrence identiques au code américain sur le calcul des ponts routiers [AASHTO, 2007], et ce, pour les mêmes niveaux d'intensité sismique.

Tableau 2.5 Périodes de récurrence des tremblements de terre en fonction des niveaux d'intensité sismique pour les normes S6-06 et AASHTO 2010

Description du séisme	Période de récurrence	
	S6-06	AASHTO 2010
Séisme faible à modéré	100 ans	450 ans
Séisme modéré (de dimensionnement)	450 ans	1000 ans
Séisme important	1000 ans	2500 ans

2.1.3 Catégories d'importance

Les ouvrages d'art sont classés selon le niveau de conséquence de leur perte de fonctionnalité opérationnelle pour la société [CSA-S6-06, 2006].

Selon l'ACI 341, les ponts dont la perte de fonctionnalité opérationnelle est jugée inacceptable font partie de la classe important. [Floren et Mohammadi, 2001] spécifient que les ponts classés importants réfèrent aux ouvrages d'art qui fournissent un lien vital aux routes principales et permettent le déplacement immédiat des secours au moment d'une urgence. En revanche, les ponts dont la perte de fonctionnalité est jugée comme acceptable font partie de la classe ordinaire.

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers [CSA-S6-06, 2006] ainsi que le code américain sur le calcul des ponts routiers [AASHTO, 2007] spécifient trois catégories d'importance pour les ponts : ponts de secours, ponts d'urgence et tous les autres ponts.

Les ponts de secours font généralement partie de routes qui doivent demeurer ouvertes à toute circulation après le séisme de calcul. Les ponts d'urgence font généralement partie des routes qui devraient à tout le moins être ouvertes aux véhicules d'urgence et aux fins de la sécurité et de la défense immédiatement après le séisme de calcul ou des ponts qui sont au-dessus des routes qui doivent demeurer ouvertes à toute circulation après le séisme. Finalement, les ponts ne faisant pas partie des deux catégories précédentes sont classés dans la catégorie autres ponts [MTQ, 2009].

2.1.4 Objectifs de performance

Le jumelage d'une performance locale, d'une performance fonctionnelle et/ou économique, d'un niveau de l'aléa sismique et de l'importance du pont permet la mise en place d'objectifs de performance [Kowalsky, 2000]. Typiquement, un objectif de performance est défini pour un niveau de risque sismique déterminé. Cependant, il est possible, et probablement

plus réaliste, de définir des objectifs de performance en tenant compte de la durée de vie du pont. Cette approche estime les coûts du cycle de vie de l'ouvrage en intégrant la performance sismique du pont pour toute sa durée de vie [Frangopol et Liu, 2004; Peng *et al.*, 2006; Sheikh *et al.*, 2007]. Avec cette méthode, une meilleure estimation des coûts associés aux dommages structuraux suite à des événements sismiques peut être fournie. Toutefois, les coûts du cycle de vie sont plus difficiles à quantifier et à appliquer dans la conception d'ouvrages d'art que l'approche de conception à aléas sismiques préétablis [Lehman et Moehle, 2000].

Les figures 2.6 et 2.7 présentent la relation entre les niveaux de performance, les aléas sismiques et les catégories d'importance pour les normes canadiennes et américaines sur le calcul des ponts routiers, respectivement, sous forme de matrice.

2.2 Calcul de la force sismique

Dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers [CSA-S6-06, 2006] ainsi que dans le code américain sur le calcul des ponts routier [AASHTO, 2007], les effets des forces attribuables aux mouvements de terrain horizontaux provoqués par les séismes doivent être déterminés à l'aide du coefficient de réponse sismique élastique, C_{sm} , et du poids effectif du pont. Les effets des forces sismiques de calcul relatifs aux éléments ductiles des unités de fondation doivent être ajustés à l'aide des coefficients de modification de réponse R . Les effets des forces attribuables aux mouvements de terrain horizontaux provoqués par les séismes sont calculés par la formule 2.3 [AASHTO, 2007; CSA-S6-06, 2006] :

$$F_{sismique} = \frac{C_{sm}W}{R} \quad (2.3)$$

		Niveaux de performance			
		Période de récurrence	Pleinement opérationnel et opérationnel	Délais d'opération	Non opérationnel
Niveaux de conception parasismique	100 ans		●		
	475 ans		●	●	
	1000 ans		●	●	●

Autres ponts
Ponts d'urgence
Ponts de secours

Figure 2.6 Matrice de performance d'après la norme S6-06

		Niveaux de performance			
		Période de récurrence	Pleinement opérationnel et opérationnel	Délais d'opération	Non opérationnel
Niveaux de conception parasismique	475 ans		●		
	1000 ans		●	●	
	2475 ans		●	●	●

Autres ponts (entre 475 et 1000 ans)
 Ponts d'urgence (entre 1000 et 2475 ans)
 Ponts de secours (entre 1000 et 2475 ans)

Figure 2.7 Matrice de performance d'après la norme AASHTO 2010

2.2.1 Coefficient de réponse sismique élastique

Dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers, le coefficient de réponse sismique élastique est déterminé à partir des spectres de réponse élastiques décrits dans l'AASHTO (1994). Toutefois, le code canadien inclut, de façon explicite, un coefficient de priorité dans l'équation.

Le coefficient de réponse sismique élastique, C_{sm} , est fonction du rapport d'accélération de la zone, A , de la catégorie d'importance du pont, I , des conditions de sol, S , et de la période de vibration du m^{eme} mode, T_m . Le tableau 2.6 présente les différentes formules selon le code canadien servant à calculer le coefficient de réponse sismique élastique du m^{eme} mode de vibration.

Le coefficient de réponse sismique élastique, C_{sm} , normalisé selon le rapport d'accélération zonale est présenté à la figure 2.8 pour différents types de sol.

Les spectres d'aléa sismique uniformisé donnés dans le CNCB 2010 se composent d'une série d'accélération spectrales déterminées pour différentes périodes ($T = 0,2, 0,5, 1,0$ et $2,0$ s) pour un taux d'amortissement de 5% et sont basés sur une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (période de récurrence de 2475 ans) [CNBC, 2010]. L'accélération maximale au sol est également donnée.

L'établissement du spectre d'aléas sismique prend aussi en considération les conditions du sol. En effet, les valeurs d'accélération recommandées par le CNCB 2010 sont données pour des conditions de sol ferme de catégorie C, correspondant ainsi à un sol très dense (roche tendre). Pour un sol plus ferme (catégorie A ou B), le spectre est diminué alors qu'il est généralement amplifié pour des conditions de sol plus meuble (catégorie D ou E) [CNBC, 2010]. Une fois la catégorie d'emplacement déterminée, les valeurs de $S(T)$, ou accélération

Tableau 2.6 Calcul du coefficient de réponse sismique élastique selon le code canadien S6-06

Pour une période inférieure ou égale à 4,0 s :	
$C_{sm} = \frac{1,2AIS}{T_m^{\frac{2}{3}}} \leq 2,5AI$	(2.4)
Pour une période supérieure à 4,0 s :	
$C_{sm} = \frac{3AIS}{T_m^{\frac{4}{3}}}$	(2.5)
Exceptions :	
- Pour les types de profil de sol III ou IV, dans les régions où le rapport d'accélération de la zone est supérieur à 0,30 :	
$C_{sm} \leq 2,0AI$	(2.6)
- Pour les types de profil de sol III ou IV, le coefficient C_{sm} relatif aux autres modes que le mode fondamental et dont les périodes sont inférieures à 0,3 s :	
$C_{sm} = AI(0,8 + 4,0T_m)$	(2.7)

spectrale de calcul, doivent être calculées à l'aide de l'équation 2.8, laquelle prend aussi en compte les coefficients d'accélération, F_a , et de vitesse, F_v . Afin de déterminer la valeur de l'accélération spectrale pour des valeurs intermédiaires de T , une interpolation linéaire doit être effectuée.

$$S(T) = \begin{cases} F_a S_a(0, 2) & \text{si } T \leq 0, 2s \\ \min[F_v S_a(0, 5), F_a S_a(0, 5)] & \text{si } T = 0, 5s \\ F_v S_a(1, 0) & \text{si } T = 1, 0s \\ F_v S_a(2, 0) & \text{si } T = 2, 0s \\ F_v S_a(2, 0)/2 & \text{si } T \geq 4, 0s \end{cases} \quad (2.8)$$

Un tremblement de terre peut exciter plusieurs modes de vibration dans un pont et, par conséquent, le coefficient de réponse élastique doit être trouvé pour chaque mode pertinent. Le nombre de modes inclus dans l'analyse doit être tel que 90% de la masse de l'ossature soit prise en compte dans la direction en cause.

2.2.2 Coefficient de modification de réponse

Il est reconnu qu'il n'est pas économiquement bon qu'un pont résiste à un séisme important tout en demeurant dans le domaine élastique. Donc, les colonnes sont censées se déformer inélastiquement aux endroits où les forces sismiques dépassent leur niveau de conception.

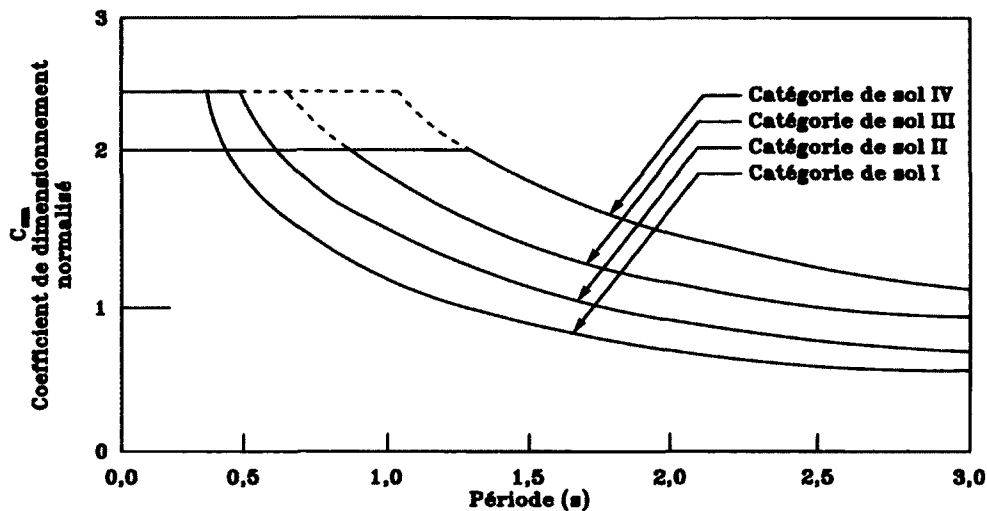


Figure 2.8 Coefficient de réponse sismique élastique pour différent type de sol et normalisé par rapport à A en fonction de la période [CSA-S6-06, 2006]

En conséquence, les effets des forces sismiques de calcul à considérer pour les éléments ductiles des unités de fondation doivent être calculés en divisant les effets des forces obtenues de l'analyse élastique par le coefficient de modification de réponse R approprié. Ces coefficients dépendent de l'aptitude des éléments ductiles des unités de fondation à fournir un niveau approprié de ductilité et d'absorption d'énergie.

Pour des périodes de vibration très courte, la masse et le sol se déplacent ensemble sans déplacement relatif. Dans ce cas, l'accélération est conservée indépendamment de la réponse non linéaire du système. Donc, la ductilité du système n'atténue pas la force à laquelle la structure doit résister. Le système demeure alors dans le domaine linéaire et le facteur de réduction de la force sismique est $R = 1$ (voir figure 2.9a) [Newmark et Hall, 1980]. Pour des périodes de vibrations intermédiaires, l'énergie potentielle emmagasinée dans le système élastique au déplacement maximum est la même que l'énergie potentielle emmagasinée dans le système élastique-parfaitement plastique au déplacement maximum (voir figure 2.9b) [Newmark et Hall, 1980]. Le facteur de réduction de la force sismique est donné par l'équation 2.9.

$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad (2.9)$$

Finalement, les déplacements maximums d'une structure linéaire et d'une structure non linéaire, possédant la même rigidité initiale, soumis au même tremblement de terre sont pratiquement égaux lorsque leur période naturelle est relativement longue, c'est-à-dire supérieure à environ deux fois la période où l'accélération spectrale est maximum. Il y a alors égalité des déplacements maximums (voir figure 2.9c). Dans le cas d'un système à comportement élastique-parfaitement plastique et obéissant au critère d'égalité des déplacements, le facteur de réduction de la force sismique s'exprime par l'équation 2.10 [Newmark et Hall, 1980].

$$R = \frac{u_{max}}{u_y} = \mu \quad (2.10)$$

Comme un tremblement de terre n'agit pas uniquement dans une seule direction, mais bien dans toutes les directions, il faut présumer que les forces sismiques s'exercent dans l'une ou l'autre des directions horizontales. Pour cette raison, un coefficient R approprié doit être utilisé pour chacun des axes orthogonaux des unités de fondation [CSA-S6-06, 2006].

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers recommande des coefficients de modification de réponse, R , selon le type d'élément de fondation ductile. Le tableau 2.7 présente les coefficients de modification de réponse prescrits par la norme S6-06.

Le code américain sur le calcul des ponts routiers recommande des coefficients de modification de réponse selon le type d'élément de fondation, mais également selon la catégorie

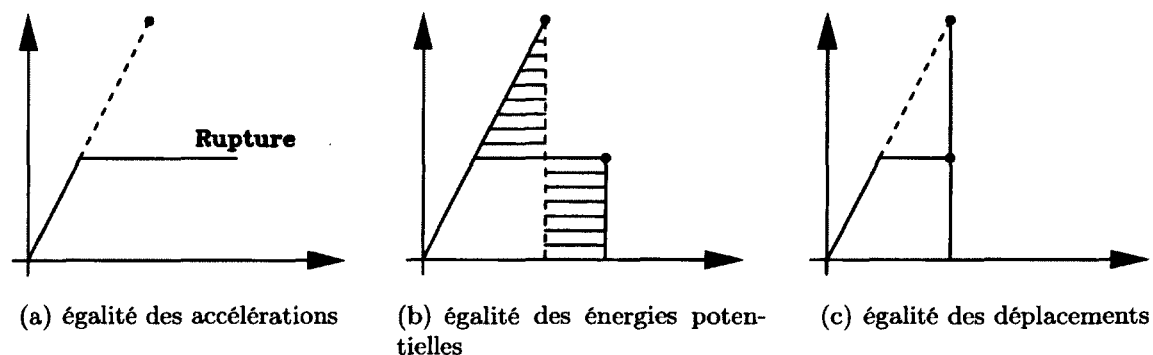


Figure 2.9 Relation entre la ductilité et le facteur de réduction de la force sismique

[M.J.N. Priestley, 1996]

Tableau 2.7 Coefficients de modification de réponse, R , prescrit par la S6-06

Éléments de fondation ductile	Coefficients de modification de réponse, R
Piles-murs - dans la direction de la dimension la plus grande	2,0
Chevêtre sur pieux en béton armé	
Pieux verticaux seulement	3,0
Avec pieux inclinés	2,0
Poteaux simples	
En béton armé ductile	3,0
En acier ductile	3,0
Chevêtres sur pieux en acier ou mixte acier-béton	
Pieux verticaux seulement	5,0
Avec pieux inclinés	3,0
Charpente à poteaux multiples	
En béton armé ductile	5,0
Poteaux ou charpente en acier ductile	5,0
Charpentes contreventées	
Contreventements en acier ductile	4,0
Contreventement en acier à ductilité nominale	2,5

d'importance de l'ouvrage. Le tableau 2.8 présente les coefficients de modification de réponse présents dans la norme américaine.

À partir des valeurs des coefficients de modifications de réponse définies par le code canadien et le code américain, il est possible de faire une comparaison entre les deux. Pour cela, il faut rapporter les coefficients de modification de réponse des deux normes sous une base commune puisque le coefficient d'importance est pris en compte dans les coefficients de modification de réponses fournies dans la norme américaine et non pas dans la norme canadienne. Donc, les rapports $1/R_{AASHTO2010}$ et I/R_{S6-06} ont été calculés afin d'être comparés pour chaque type d'élément de fondation. Comme discuté à la section 2.2.1, le C_{sm} du code canadien inclus un facteur d'importance I alors que le code américain a choisi plutôt d'avoir un R différent pour chaque type d'ouvrage afin de prendre en compte la performance espérée de l'ouvrage. Le tableau 2.9 présente les résultats de cette comparaison.

Selon les résultats présentés au tableau 2.9, les rapports I/R_{S6-06} et $1/R_{AASHTO2010}$ sont identiques pour la catégorie d'importance autres ponts et presque tous identiques pour la catégorie d'importance ponts d'urgence. En effet, les valeurs sont pratiquement toutes les mêmes à l'exception des éléments de fondation composés de piles-murs ou d'un chevêtre sur pieux en béton armé, dont quelques-uns sont inclinés. Pour ces types d'éléments de fondation, certains écarts, mais faibles, peuvent être observés.

Tableau 2.8 Coefficients de modification de réponse, R , prescrit par l'AASHTO 2010

Éléments de fondation	Catégorie d'importance		
	Ponts de secours	Ponts d'urgences	Autres ponts
Piles-murs - dans la direction de la dimension la plus grande	1,5	1,5	2,0
Chevêtre sur pieux en béton armé			
Pieux verticaux seulement	1,5	2,0	3,0
Avec pieux inclinés	1,5	1,5	2,0
Poteaux simples	1,5	2,0	3,0
Chevêtres sur pieux en acier ou mixte acier-béton			
Pieux verticaux seulement	1,5	3,5	5,0
Avec pieux inclinés	1,5	2,0	3,0
Charpente à poteaux multiples	1,5	3,5	5,0

Par contre, les rapports I/R_{S6-06} et $1/R_{AASHTO2010}$ sont tous différents pour la catégorie d'importance ponts de secours. En effet, à l'exception des éléments de fondation composés d'un chevêtre sur pieux verticaux en acier ou mixte acier-béton et d'une charpente à

Tableau 2.9 Comparaison des rapports I/R_{S6-06} et $1/R_{AASHTO2010}$

Éléments de fondation	S6-06	AASHTO 2010	S6-06	AASHTO 2010	S6-06	AASHTO 2010
	Ponts de secours		Ponts d'urgences		Autres ponts	
Piles-murs - dans la direction de la dimension la plus grande	1,50	0,67	0,75	0,67	0,50	0,50
Chevêtre sur pieux en béton armé						
Pieux verticaux seulement	1,00	0,67	0,50	0,50	0,33	0,33
Avec pieux inclinés	1,50	0,67	0,75	0,67	0,50	0,50
Poteaux simples						
En béton armé ductile	1,00	0,67	0,50	0,50	0,33	0,33
En acier ductile	1,00	0,67	0,50	0,50	0,33	0,33
Chevêtres sur pieux en acier ou mixte acier-béton						
Pieux verticaux seulement	0,60	0,67	0,30	0,29	0,20	0,20
Avec pieux inclinés	1,00	0,67	0,50	0,50	0,33	0,33
Charpente à poteaux multiples						
Contreventements en acier ductile	0,60	0,67	0,30	0,29	0,20	0,20
Contreventement en acier à ductilité nominale	0,60	0,67	0,30	0,29	0,20	0,20

poteaux multiples en béton armé ductile ou en acier ductile, tous les autres éléments de fondations possèdent un rapport I/R_{S6-06} plus grand que le rapport $1/R_{AASHTO2010}$. De plus, la différence entre les deux rapports atteint parfois un écart de 180%. Le rapport I/R_{S6-06} étant la majorité du temps plus important que le rapport $1/R_{AASHTO2010}$, c'est donc dire que les efforts sismiques élastiques calculés avec la norme canadienne sont plus faibles que ceux calculés avec la norme américaine.

2.2.3 Accélérogramme

Un tremblement de terre donne naissance à un mouvement de translation du sol dans trois directions, deux horizontales et une verticale, qui se transmet aux structures par leur fondation. L'enregistrement de l'accélération du sol dans le temps porte le nom d'accélérogramme. Les méthodes d'analyse dynamique nécessitent l'utilisation de tels enregistrements.

La norme canadienne sur le calcul des ponts routiers mentionne que, à moins d'indication contraire, cinq diagrammes d'évolution compatibles avec le spectre de réponse sismique doivent être employés lorsqu'aucun diagramme d'évolution propre à un site n'est disponible.

Accélérogrammes réels

Une première approche est de sélectionner un enregistrement réel qui correspond au spectre de réponse sismique du site. Par contre, en raison du mouvement aléatoire du sol lors d'un séisme, il n'est pas possible de représenter le spectre de réponse à l'aide d'un unique accélérogramme. En effet, un tremblement de terre d'une intensité allant de faible à modérée et dont l'épicentre est à proximité contribuera aux mouvements du sol des périodes courtes tandis qu'un tremblement de terre de forte intensité et dont l'épicentre est plus éloigné contribuera aux mouvements du sol pour les longues périodes [M.J.N. Priestley, 1996] [Reiter, 1990] [McGuire, 1995]. Donc, plusieurs enregistrements doivent être utilisés afin de représenter correctement le spectre de réponse prescrit par la norme S6-06 [Tim Little, 2007]. Cependant, cette approche n'est valable que si les enregistrements disponibles possèdent un couple magnitude-distance à l'épicentre et des conditions de sol semblables à celles du site à l'étude [Atkinson et Beresnev, 1998].

Il est important de mentionner que la sismicité de l'Ouest canadien est très différente de la sismicité de l'Est canadien. Plus précisément, l'aléas sismique à Vancouver est plus élevé que celui de Montréal et les mouvements du sol, pendant un tremblement de terre, ont un contenu fréquentiel plus bas à l'ouest qu'à l'est du Canada [Naumoski *et al.*, 2006].

Par conséquent, des accélérogrammes différents doivent être utilisés pour l'est et l'ouest du Canada.

La Californie est souvent considérée comme une source importante d'enregistrements sismiques étant donné les antécédents de la région au niveau des tremblements de terre [Tim Little, 2007]. Toutefois, l'utilisation de ces enregistrements pour représenter des événements sismiques au Canada est inappropriée puisqu'il y a des différences omniprésentes au niveau de la source, de l'amortissement et des caractéristiques géologiques entre les tremblements de terre de la Californie et ceux de l'est du Canada. Ces différences affectent grandement les amplitudes et le contenu fréquentiel des mouvements du sol [Atkinson et Beresnev, 1998].

D'autres régions tectoniquement actives du globe doivent donc être considérées pour la recherche d'accélérogramme compatible avec les conditions géologiques du Canada. Des régions telles que le Japon, Taiwan, le Chili, l'Italie, la Turquie et l'Iran méritent d'être examinées [Tim Little, 2007].

Le *National Geophysical Data Center* [NOAA, 2012] regroupe plus de 4000 enregistrements de tremblement de terre. Une autre source importante d'accélérogramme est la base de données du *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) [PEER, 2012]. Ces deux banques d'accélérogrammes comprennent un très grand nombre d'enregistrements recueillis à travers le monde. De plus, chacun des accélérogrammes est accompagné de différentes mesures dont les distances à l'épicentre et la caractérisation du sol.

Accélérogrammes synthétiques

Une seconde approche consiste à simuler des accélérogrammes. Pour produire des accélérogrammes réalistes, il est nécessaire de simuler les mouvements du sol qui non seulement correspondent au spectre, mais qui représentent également une magnitude et une distance à l'épicentre réaliste pour la région à l'étude [Atkinson et Beresnev, 1998]. Le programme *SeismoSpect* permet de générer, à partir d'un accélérogramme initial, un nouvel accélérogramme qui correspond à un spectre donné. Une des caractéristiques principales de ce programme est de conserver une durée de mouvement de forte amplitude dans le nouvel accélérogramme similaire à l'accélérogramme initial [Roy, 2006].

Le recours aux accélérogrammes artificiels est souvent nécessaire en raison du nombre limité d'enregistrements réels disponibles, et ce, particulièrement pour les séismes qui dominent les aléas sismiques dans l'est du Canada [Tim Little, 2007].

Plusieurs accélérogrammes artificiels ont été générés par le laboratoire virtuel *Engineering Seismology Toolbox*. Les accélérogrammes produits couvrent une grande plage de magnitude, de distance à l'épicentre, de conditions de sol, et ce pour un grand nombre de villes Canadienne [Atkinson, 2009]. De plus, ceux-ci sont conformes au spectre d'accélération uniformisé, ayant 2% de probabilité de dépassement en 50 ans, donné par le Code national du bâtiment canadien 2005.

2.3 Performance selon les codes de dimensionnement

Une étude comparant la performance des piles de ponts sous différentes intensités sismiques à la norme canadienne S6-06 a été effectuée par [Sheikh et Legeron, 2010]. L'ouvrage étudié est un pont de quatre travées dont les piles sont des colonnes circulaires simples en béton armé ayant une hauteur de 7 m. Le pont a une longueur totale de 120 m, donc quatre portées constantes de 30 m.

Dans leur étude, quatre intensités d'accélération maximale du sol (A) ont été étudiées, soit de 0,15 à 0,4 g, pour chaque catégorie d'importance du pont. Les données de sorties, en fonction de l'accélération maximale du sol (PGA), ont été converties en déplacement. La figure 2.10 présente le comportement des 12 différents ponts analysés.

À partir de la figure 2.10, on peut observer que les règles de conception ne rencontrent pas toujours les niveaux de performance sismiques. Il est clairement visible que, pour un tremblement de terre de basse intensité ($A = 0,15 - 0,2$ g), la catégorie autres ponts ne respecte pas les critères de performance quant au niveau de performance non opérationnel. En effet, d'après l'étude de [Sheikh et Legeron, 2010], l'écrasement du béton confiné et la perte de capacité structurale (pour $I = 1,0$ et $A = 0,15 - 0,2$ g) survient pour une accélération maximale au sol inférieure à un tremblement de terre dont la période de récurrence est de 1000 ans. Inversement, on observe, sur la figure 2.10d, que le pont classé dans la catégorie autres ponts atteint le niveau de performance non opérationnel pour une accélération maximale du sol s'approchant du tremblement de terre ayant une période de récurrence de 2500 ans. Or, le code canadien sur le calcul des ponts routiers mentionne que les ponts de la catégorie autres ponts doivent être dimensionnés de façon à n'avoir qu'une perte de capacité structurale et un écrasement du béton confiné seulement à la suite d'un séisme ayant une période de récurrence de 1000 ans. Toutefois, le niveau de performance délais d'opération semble être respecté pour le séisme de très basse intensité ($A = 0,15$ g).

En ce qui concerne le pont classé dans la catégorie d'importance ponts d'urgence, on observe que pour des séismes de bas niveau ($A = 0,15 - 0,2$ g), le comportement de

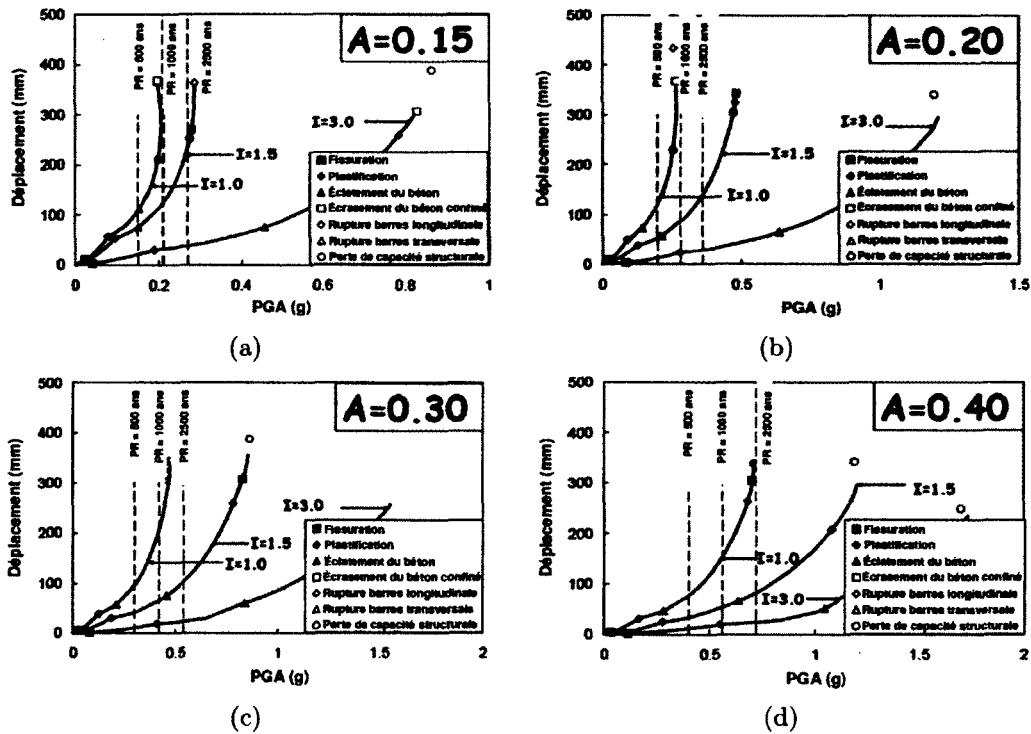


Figure 2.10 Prédiction de la performance du pont selon l'accélération maximale au sol

la structure semble adéquat. Toutefois, les ponts de cette catégorie dimensionnés avec $A = 0,3 - 0,4$ g atteignent le niveau de performance non opérationnel à des mouvements de sols dont l'intensité est de beaucoup supérieure à ce que spécifie la norme canadienne S6-06. On observe également que le niveau de performance délais d'opération n'est conforme que dans la moitié des cas pour la catégorie d'importance ponts d'urgence.

Pour la catégorie ponts de secours, le niveau de performance opérationnel immédiatement est rencontré dans tous les cas. On observe cependant que les autres niveaux de performance (délais d'opération et non opérationnel) sont atteints pour des accélérations maximales du sol très supérieures aux prescriptions du code canadien.

En somme, certains scénarios sont sous-dimensionnés tandis que d'autres scénarios sont surdimensionnés. L'augmentation des valeurs des coefficients de modification de réponse, R , pourrait représenter une solution au problème de surdimensionnement. Toutefois, selon [Sheikh et Legeron, 2010], l'utilisation de coefficient R supérieur pourrait entraîner une mauvaise performance des piliers de ponts à ces niveaux d'accélération sismique.

Le fait de spécifier des critères de performances à respecter lors du dimensionnement d'un pont pourrait paraître très intéressant au niveau de l'assurance d'une conception bien

réalisée et d'un coût optimal. Toutefois, cela implique une méthode de dimensionnement itérative. De plus, le calcul de la performance des ouvrages requiert l'utilisation de méthodes complexes qui, la majorité du temps, ne sont pas disponibles pour la plupart des concepteurs de ponts [Sheikh et Legeron, 2010]. Donc, l'utilisation de critères de performance explicites et une procédure de conception itérative ne sont pas une option viable pour la plupart des ouvrages.

[Sheikh et Legeron, 2010] proposent de continuer à utiliser le facteur de modification de réponse, R , qui prend en compte le comportement de la structure ainsi que le coefficient d'importance, I . Cela permettrait une conception rapide et efficace. Dès lors, une bonne évaluation du coefficient de modification de réponse et du coefficient d'importance est essentielle.

[Sheikh et Legeron, 2010] proposent, contrairement au codé canadien sur le calcul des ponts routiers, un coefficient de modification spécifique pour chaque catégorie d'importance de ponts et pour chaque aléa sismique. Les auteurs proposent également une modification au niveau du coefficient d'importance. En effet, au lieu d'avoir un coefficient d'importance attitré à chacune des catégories d'importance (autres ponts : $I = 1,0$, ponts d'urgence : $I = 1,5$, ponts de secours : $I = 3,0$), [Sheikh et Legeron, 2010] proposent d'attitrer un coefficient d'importance pour chaque intensité de séisme prescrit par le code. Le tableau 2.10 présente les coefficients R ainsi que les coefficients I proposés par les auteurs de l'étude. Il est à noter que les différents coefficients présentés au tableau 2.10 ne sont valides que pour des piliers de béton armé.

Les coefficients de modification de réponse proposés par [Sheikh et Legeron, 2010] sont en accord avec les recommandations du [NCHRP, 2001] qui mentionnent que pour des coefficients de modification de réponse inférieurs ou égaux à 1,5, la pile demeure essentiellement dans le domaine élastique. Il n'y a donc aucun dommage ou déformation inélastique à la suite de l'évènement sismique. Le NCHRP mentionne également que si le facteur R se

Tableau 2.10 Coefficients R et coefficients I proposés par Sheikh et Légeron [Sheikh et Legeron, 2010]

Catégorie d'importance	Période de récurrence : 475 ans ($I=1,0$)	Période de récurrence : 1000 ans ($I=1,5$)	Période de récurrence : 2500 ans ($I=2,0$)
Autres ponts	3,0	4,5	N/A
Ponts d'urgences	1,5	3,0	4,5
Ponts de secours	1,0	1,5	2,0

trouve entre 1,5 et 3, les piles seront endommagées après un tremblement de terre. Toutefois, ce sont des dommages réparables. Par contre, lorsque le facteur de modification de réponse est élevé, c'est-à-dire supérieur à 3, le développement d'une articulation plastique se produit et les dommages encourus sont trop importants pour être réparables. La pile doit alors être remplacée.

2.4 Modélisation locale des piles de ponts

Puisque des essais en laboratoire demandent beaucoup de ressources, la modélisation informatique des piliers de ponts permet d'obtenir des informations sur leur comportement sous charges sismiques, et ce, à peu de frais. Mais tout d'abord, il est primordial de sélectionner les bons modèles et les bonnes lois de comportement des matériaux.

2.4.1 Fissuration du béton

La réponse du béton en traction est pratiquement linéaire jusqu'à la fissuration [Paultre, 2011]. Au stade non fissuré, l'effort de traction est réparti uniformément entre le béton et l'acier d'armature (voir figure 2.11a). De plus, dans le domaine élastique, la relation entre la charge et la déformation peut être représentée par la loi de Hooke :

$$\sigma = k\varepsilon \quad (2.11)$$

où σ est la contrainte dans le béton, ε est la déformation du béton et k est une constante. En traction, k peut être représenté par le module d'élasticité tangent du béton, $E_{ct}=1,1E_c$.

Lorsque la contrainte de traction atteint la contrainte critique du béton en tension, il y a apparition de fissures. Selon le code [CSA-S6-06, 2006], la contrainte critique de fissuration est $0,4\sqrt{f'_c}$. Il y a alors une diminution progressive de la rigidité de l'élément au fur et à mesure que se forment de nouvelles fissures. Une zone déliée localisée apparaît et, à cet endroit, toute la force de traction est reprise par l'acier (voir figure 2.11b). La déformation dans l'acier est maximum tandis que celle dans le béton est nulle [Girard, 2011]. Entre les fissures, la déformation de l'acier est la même que celle du béton. La déformation critique du béton, soit la déformation au moment de l'apparition de la première fissure, peut être évaluée à partir de la loi de Hooke et de la contrainte critique de fissuration du béton.

$$\varepsilon_{cr} = \frac{0,4\sqrt{f'_c}}{E_{ct}} = \frac{0,4\sqrt{f'_c}}{1,1E_c} \quad (2.12)$$

Finalement, lorsque la contrainte de traction est beaucoup plus élevée que la contrainte critique en tension du béton, il y a apparition de plusieurs fissures et plastification des armatures (voir figure 2.11c). Tout comme pour la phase précédente, au droit d'une fissure, la contrainte et la déformation dans l'acier sont maximums. Entre deux fissures, il y a des contraintes dans le béton qui atteignent leur maximum à mi-chemin [Paultre, 2011].

2.4.2 Confinement du béton

Le confinement d'un poteau en béton permet, entre autres, d'augmenter sa résistance unidirectionnelle et d'assurer un comportement ductile. Il est donc important que le modèle pour le comportement uniaxial du béton en compression puisse prendre en considération l'effet de confinement du béton. De nos jours, la résistance du béton peut aller au-delà de 120 MPa et la limite élastique de l'acier servant de renforcement latéral pour le confinement du béton est souvent supérieure à 1000 MPa. Le modèle de béton doit donc être représentatif des matériaux ayant les résistances spécifiées précédemment.

Un premier modèle de béton est proposé par [Cusson et Paultre, 1995]. Ce modèle a été calibré avec des échantillons dont la résistance à la compression est située entre 60 et 120 MPa et la résistance élastique des armatures de confinement variaient de 400 à 1400 MPa. La courbe contrainte déformation développée par [Cusson et Paultre, 1995], qui tient compte de la nature progressive du confinement du béton, peut être représentée par deux branches, soit une ascendante (équation 2.13) et une descendante (équation 2.14). Le modèle prend en compte la résistance élastique des armatures de confinement, les caractéristiques des cadres de confinement (configuration, taux et espacement) ainsi que le taux d'armature longitudinal.

$$\text{Branche ascendante : } f_{cc} = f'_{cc} \left[\frac{k \left(\frac{\varepsilon_{fc}}{\varepsilon_{cc}} \right)}{k - 1 + \left(\frac{\varepsilon_{fc}}{\varepsilon_{cc}} \right)^k} \right] \quad (2.13)$$

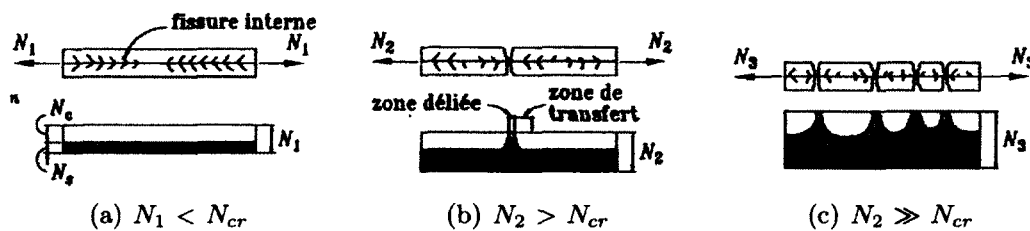


Figure 2.11 Schématisation du développement des fissures [Paultre, 2011]

$$\text{Branche descendante : } f_{cc} = f'_{cc} e^{k_1(\varepsilon_{cc} - \varepsilon'_{cc})^{k_2}} \quad (2.14)$$

Un deuxième modèle pour exprimer la relation contrainte-déformation du béton à haute résistance confiné par une armature transversale est développé par [Razvi et Saatcioglu, 1999]. Le modèle est applicable pour des bétons de résistance normale et des bétons à haute résistance, couvrant ainsi une plage de résistance entre 30 et 130 MPa. Il intègre tous les paramètres de confinement pertinents tels que le type, le taux volumétrique, l'espacement, la limite d'élasticité, la disposition des armatures transversales, la résistance du béton et la géométrie de la colonne. La courbe contrainte-déformation proposée par [Razvi et Saatcioglu, 1999] est également représentée par deux branches. L'équation de la branche ascendante est la même que celle proposée par [Cusson et Paultre, 1995] (équation 2.13). Par contre, la branche descendante est linéaire (équation 2.15) et non pas exponentielle comme le modèle de [Cusson et Paultre, 1995].

$$\text{Branche descendante : } f_{cc} = \frac{0,15 f'_{cc}}{\varepsilon_{cc85} - \varepsilon'_{cc}} \quad (2.15)$$

Enfin, un troisième modèle est développé par [Legeron et Paultre, 2003]. Ce modèle a été calibré avec des échantillons dont la résistance à la compression est située entre 30 et 120 MPa et la résistance élastique des armatures de confinement variaient de 250 à 1400 MPa. La courbe contrainte-déformation proposée par [Legeron et Paultre, 2003] est basée sur le modèle de [Cusson et Paultre, 1995], mais avec des paramètres modifiés. La figure 2.12 illustre la courbe contrainte-déformation du modèle de confinement du béton proposée par [Legeron et Paultre, 2003].

Une étude comparative a été menée par [Sharma *et al.*, 2005] pour évaluer les capacités des différents modèles de confinement de colonnes en béton à prédire le comportement réel. L'étude a révélé que presque tous les modèles sont capables d'estimer correctement la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation et la résistance au pic. Cependant, il y a de grandes variations dans la prédiction de la partie descendante des courbes contrainte-déformation. L'étude arrive à la conclusion que le modèle de [Legeron et Paultre, 2003] est celui qui prédit les résultats expérimentaux le plus précisément.

2.4.3 Comportement cyclique de l'acier

Lors d'un chargement, la courbe contrainte-déformation suit d'abord une droite élastique proportionnelle à la rigidité. Par la suite, au-delà de sa limite élastique, l'acier entre dans

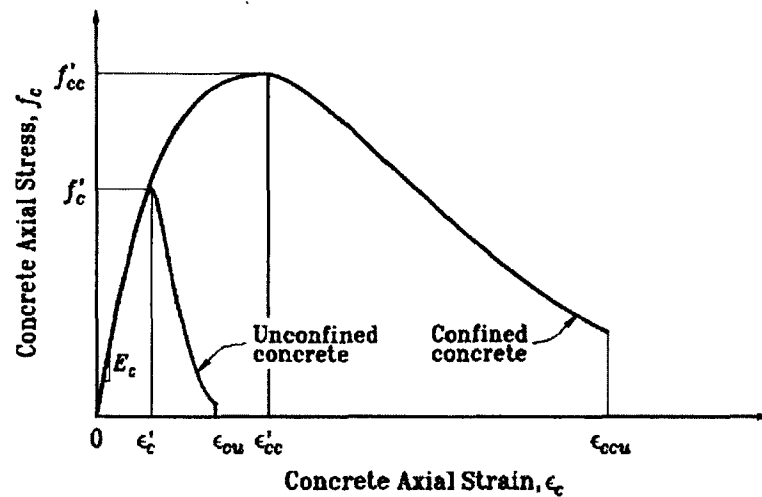


Figure 2.12 Courbe contrainte-déformation du béton [Legeron et Paultre, 2003]

le domaine plastique et certains phénomènes peuvent être observés lors de cycles répétés de déchargement et de rechargement. Le premier phénomène observé est lorsqu'il y a un déchargement jusqu'à $\sigma_s = 0$ puis un rechargement jusqu'à $\sigma_s = \sigma_y$, la courbe contrainte-déformation suit une droite élastique ayant une raideur égale à la raideur originale (voir figure 2.13). Ensuite, lorsqu'il y a inversion de la contrainte jusqu'à $\sigma_s = -\sigma_y$, on ne retrouve pas une distinction franche entre l'état élastique et l'état plastique. En effet, il y a plutôt un adoucissement de la rigidité (voir figure 2.13). Cet adoucissement débute avant l'atteinte de la plastification de l'acier. Ce comportement, connu sous le nom d'effet Bauschinger, est une propriété naturelle de l'acier. Si l'inversion de la contrainte est amorcée avant l'atteinte de la phase d'écrouissage, un plateau plastique est observé autant en traction qu'en compression. Toutefois, si la phase d'écrouissage est initiée, le plateau plastique disparaît, et ce, dans les deux directions de chargement [Bruneau, 2011]. Si l'on poursuit le chargement cyclique, on assiste à un élargissement de l'enveloppe proportionnelle à la déformation plastique du dernier chargement, ce phénomène est appelé écrouissage isotropique.

Considérant les différents phénomènes lors d'évènements cycliques de l'acier, [Gomes et Appleton, 1997] mentionnent que la loi de comportement cyclique de l'acier doit inclure, au minimum, les trois phénomènes suivants :

1. Une droite élastique, un plateau plastique et une courbe d'écrouissage lors du premier chargement
2. L'effet Bauschinger

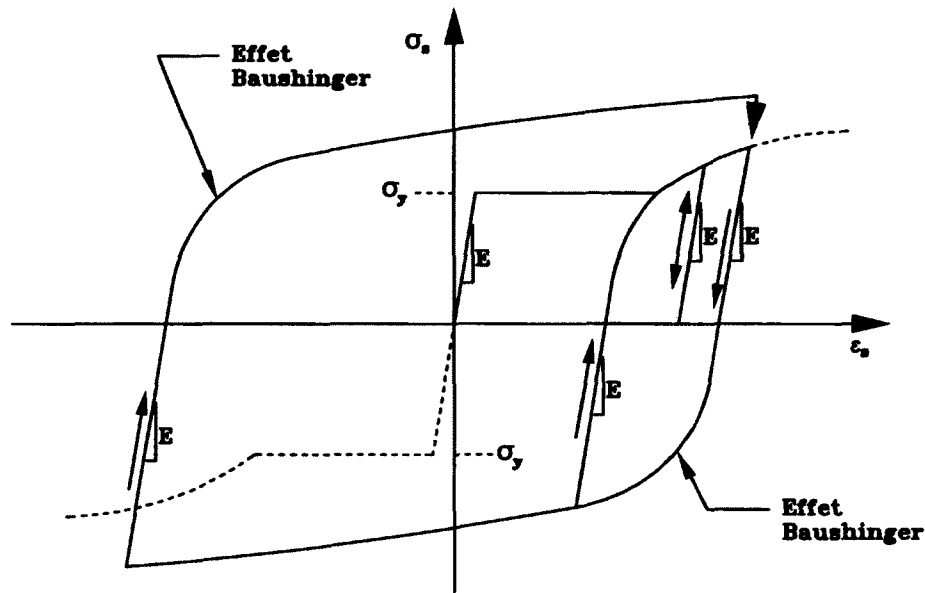


Figure 2.13 Courbe contrainte-déformation cyclique de l'acier
[Bruneau, 2011]

3. L'érouissage isotropique

Le modèle de [Manegotto et Pinto, 1973] est l'un des plus connus et efficaces afin de représenter le comportement cyclique de l'acier. Cette loi de comportement inclut l'effet Bauschinger, mais ne prend pas en considération l'érouissage isotrope. Des modifications au modèle de [Manegotto et Pinto, 1973] ont par la suite été apportées par [Filippou *et al.*, 1983]. La première modification est au niveau de la déformation normalisée, ϵ_s^* . Ce changement a pour effet d'accroître l'exactitude de la courbe contrainte-déformation de [Manegotto et Pinto, 1973]. Le deuxième changement est une modification des paramètres dans le but d'inclure l'érouissage isotrope de l'acier. Les équations pour les deux modèles cités précédemment sont présentées au tableau 2.11.

2.4.4 Flambement des barres longitudinales

Il a été démontré qu'il était important de considérer le flambement des barres d'armature longitudinale afin de ne pas surestimer la capacité de l'acier d'armature [Dhakai et Maekawa, 2002]. En effet, le flambement induit des déformations plastiques importantes dans les barres d'acier, ce qui diminue la résistance apparente et limite la ductilité [Gi-

Tableau 2.11 Modèle du comportement cyclique de l'acier

[Manegetto et Pinto, 1973]	$\sigma_s^* = b\epsilon_s^* + (1 - b) \frac{\epsilon_s^*}{(1+(\epsilon_s^*)^R)^{\frac{1}{R}}}$	$\epsilon_s^* = \frac{\epsilon_a}{\epsilon_y}$	$\sigma_s^* = \frac{\sigma_a}{\sigma_y}$	1 ^{er} chargement
		$\epsilon_s^* = \frac{\epsilon_a - \epsilon_{sa}}{2\epsilon_{sy}}$	$\sigma_s^* = \frac{\sigma_a - \sigma_{sa}}{2\sigma_{sy}}$	chargements subséquents
[Manegetto et Pinto, 1973]	$\sigma_s^* = b\epsilon_s^* + (1 - b) \frac{\epsilon_s^*}{(1+(\epsilon_s^*)^R)^{\frac{1}{R}}}$	$\epsilon_s^* = \frac{\epsilon_a}{\epsilon_y}$	$\sigma_s^* = \frac{\sigma_a}{\sigma_y}$	1 ^{er} chargement
modifié par [Filippou <i>et al.</i> , 1983]		$\epsilon_s^* = \frac{\epsilon_a - \epsilon_{sa}}{\epsilon_{s1} - \epsilon_{sa}}$	$\sigma_s^* = \frac{\sigma_a - \sigma_{sa}}{\sigma_{s1} - \sigma_{sa}}$	chargements subséquents

rard, 2011]. Certaines études ont démontré que le ratio de la distance entre les cadres de confinement et le diamètre des barres longitudinales (s/d) est le facteur le plus important à considérer [Monti, 1992; Pantazopoulou, 1998]. Une étude réalisée par [Dhakal et Maekawa, 2002] mentionne que plus la barre d'armature longitudinale est élancée, plus la contrainte moyenne après le flambage des barres diminue rapidement.

[Gomes et Appleton, 1997] propose un modèle basé sur la loi de comportement développée par [Manegetto et Pinto, 1973] puis modifiée par [Filippou *et al.*, 1983] dans lequel il introduit le flambement des barres d'armatures. Le modèle de [Gomes et Appleton, 1997] utilise une approche fondée de l'équilibre des forces d'une barre en flambement (voir figure 2.14). Comme il est possible de le constater à partir de l'équation 2.16, les principaux paramètres influençant la loi de comportement sont l'espacement entre les barres d'armatures transversales ainsi que le diamètre des barres longitudinales.

$$\sigma_s = \frac{2\sqrt{2}M_p}{A_b s \sqrt{\epsilon_s}} = \frac{1, 2r\sigma_y}{s\sqrt{\epsilon_s}} = \frac{0, 6d\sigma_y}{s\sqrt{\epsilon_s}} \quad (2.16)$$

Toutefois, la loi de comportement décrite par l'équation 2.16 ne prend pas en considération l'interaction entre la force axiale et le moment de flexion dans la barre d'armature. Basée sur la distribution plastique des contraintes d'une section circulaire (voir figure 2.15), la force axiale ainsi que le moment de flexion peuvent être exprimés par les équations 2.17 et 2.18.

$$N = r^2 (\pi - 2\theta + \sin 2\theta) \sigma_y \quad (2.17)$$

$$M_p = \frac{4}{3} r^3 \sin^3 \theta \sigma_y \quad (2.18)$$

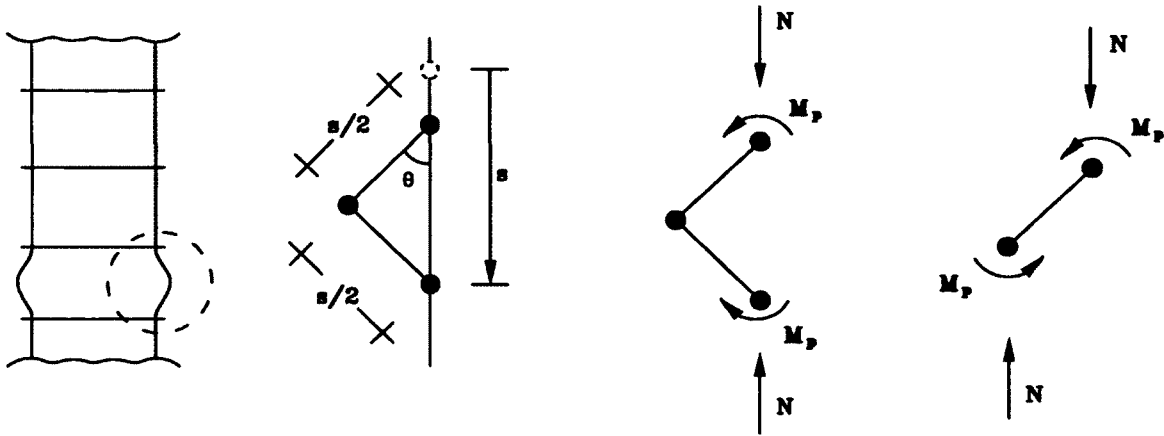


Figure 2.14 Équilibre des forces lors du flambement d'une barre d'armature
[Gomes et Appleton, 1997]

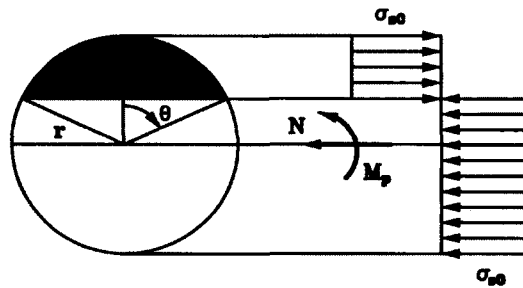


Figure 2.15 Distribution plastique des contraintes dans une barre d'armature circulaire

[Gomes et Appleton, 1997]

où θ défini l'axe neutre, r est le rayon de la section et σ_y est la contrainte de plastification de la barre d'armature. En intégrant les équations 2.17 et 2.18 dans l'équation 2.16, la courbe contrainte-déformation d'une barre d'armature soumise à une force axiale est donnée à l'équation 2.19. On remarque, encore une fois, que cette loi de comportement est dictée par l'espacement entre les barres d'armatures transversales et le diamètre des barres longitudinales. La figure 2.16 présente la courbe du modèle proposée par [Gomes et Appleton, 1997].

$$\sigma_s = \frac{4\sqrt{2}d}{\pi s^3 \sqrt{\epsilon_s}} \sin^3 \theta \sigma_y \quad (2.19)$$

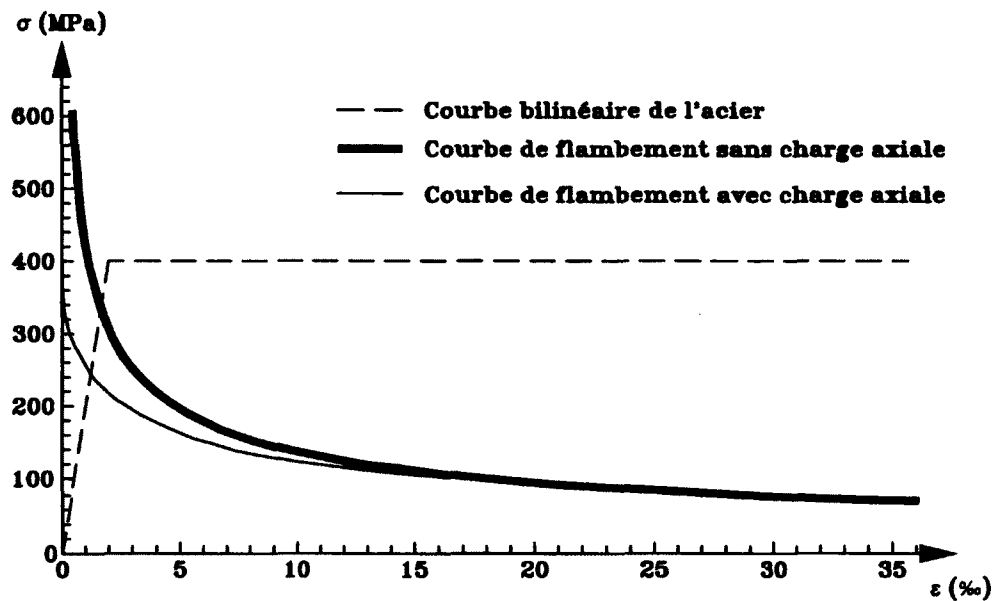


Figure 2.16 Courbe contrainte-déformation du flambement des barres d'armatures

[Gomes et Appleton, 1997]

[Dhakal et Maekawa, 2002] proposent aussi un modèle de flambement des aciers d'armatures basé sur des essais expérimentaux. Dans ce modèle de flambement, le paramètre s/d est inclus, mais les auteurs croient également que la résistance élastique des barres d'armatures influence le comportement en flambage. En effet, selon une étude réalisée par [Dhakal et Maekawa, 2002], pour un rapport d'élançement constant, la contrainte moyenne après le flambage des barres diminue rapidement avec l'augmentation de la limite d'élasticité de l'acier. Donc, la relation contrainte-déformation ne dépendrait pas du rapport s/d , mais plutôt du rapport $\sqrt{f_y} s/d$.

Selon une étude paramétrique effectuée par [Dhakal et Maekawa, 2002], quelques phénomènes ont été observés :

1. L'enveloppe de la relation contrainte-déformation en compression dépend uniquement du produit de l'élançement des barres (s/d) et de la racine carrée de la résistance élastique de l'acier (f_y);

2. Après l'initialisation du flambement, la contrainte de compression moyenne dans la barre d'armature diminue par rapport à la contrainte de compression moyenne obtenue selon un comportement élasto-plastique ;
3. La pente moyenne de l'enveloppe de la courbe contrainte-déformation, pour des déformations post-flambement élevées, est pratiquement constant et approximativement égale à -2% du module d'Young ;
4. La contrainte de compression moyenne postflambement devient constante lorsque la contrainte a diminuée jusqu'à 20% de la limite d'élasticité.

Donc, suivant ces observations, [Dhakai et Maekawa, 2002] propose un modèle de flambement des barres d'armature selon trois cas.

$$\epsilon_s \leq \epsilon_y \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s \quad (2.20)$$

$$\epsilon_y < \epsilon_s \leq \epsilon^* \quad \frac{\sigma_s}{\sigma_1} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_1}\right) \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_y}{\epsilon^* - \epsilon_y}\right) \quad (2.21)$$

$$\epsilon_s > \epsilon^* \quad \sigma_s = \sigma^* - 0,02E_s(\epsilon_s - \epsilon^*) \geq 0,2f_y \quad (2.22)$$

où

$$\frac{\epsilon^*}{\epsilon_y} = 55 - 2,3\sqrt{\frac{f_y}{100} \frac{s}{d}} \geq 7 \quad (2.23)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_1} = \alpha \left(1,1 - 0,016\sqrt{\frac{f_y}{100} \frac{s}{d}}\right); \quad \sigma^* \geq 0,2f_y \quad (2.24)$$

La figure 2.17 présente l'enveloppe de la courbe du modèle proposée par [Dhakai et Maekawa, 2002].

Par contre, ces modèles présentent une lacune, soit qu'ils ne prennent pas en considération que le flambement des armatures peut se produire sur plusieurs cadres comme le montre la figure 2.18 et non pas uniquement entre deux cadres adjacents.

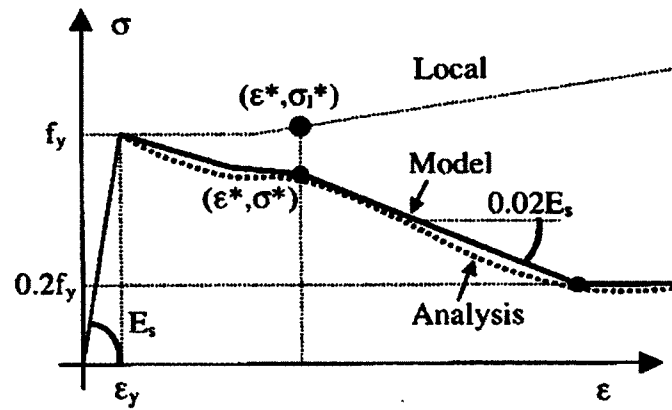


Figure 2.17 Enveloppe de la courbe contrainte-déformation du flambement des barres d'armatures

[Dhakal et Maekawa, 2002]

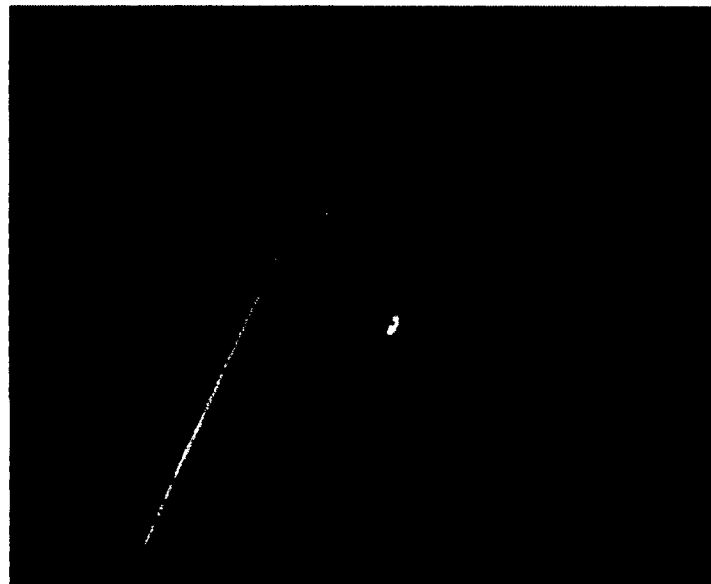


Figure 2.18 Flambement d'une barre d'armature sur plusieurs cadres
[Lehman et Moehle, 2000]

CHAPITRE 3

MODÈLE NUMÉRIQUE

Puisqu'ils sont des ouvrages névralgiques des réseaux de transport lors de séisme, il est important de caractériser la performance des ponts afin de s'assurer d'une fonctionnalité suffisante lors d'un tremblement de terre. Un bon moyen de caractériser la performance des ouvrages d'art est d'effectuer des essais en laboratoire sur des modèles pleine grandeur ou à échelle réduite. Toutefois, cela exige beaucoup de ressources matérielles, humaines et, par le fait même, économiques. Par contre, la modélisation informatique des piliers de ponts permet d'obtenir des informations sur leur comportement sous charges sismiques, et ce, à peu de frais.

Ce chapitre présente donc les stratégies utilisées afin de modéliser des piles de ponts dans le but de prédire avec précision le comportement sous charges sismiques, les forces globales et locales, les déformations ainsi que la progression des dommages.

Le modèle numérique généralement proposé est composé d'éléments poutres-colonnes multifibres contrôlés en force auxquels est combiné un comportement en cisaillement. Cela permet de déterminer la composante en flexion et en cisaillement de la déformation totale. Une représentation graphique du modèle général est présentée à la figure 3.1.

3.1 Modèle numérique fibré

L'idée principale du modèle numérique à poutres multifibres est de diviser la poutre entre deux noeuds en de petits éléments linéaires, nommés fibres [Xuewei, 2008]. Une section à fibres possède généralement une configuration géométrique formée par des sous-régions de formes simples et régulières (par exemple, des régions rectangulaires, circulaires ou triangulaires). Chaque fibre, dont l'aire tributaire est représentée par les sous-régions, possède une relation contrainte-déformation. Une colonne circulaire discrétisée est présentée à la figure 3.2 à titre d'exemple. Cette section est subdivisée selon un schéma de discrétisation radiale comportant 5 divisions circulaires et 20 divisions tangentielles pour le béton confiné, 2 divisions circulaires et 20 divisions tangentielles pour le béton non confiné. On y retrouve également 20 sections d'acier. Le noyau de béton, le béton de recouvrement de même que les fibres d'aciers longitudinales sont régis par une loi de comportement uniaxiale propre au matériau qu'ils représentent [Berry et Eberhard, 2008].

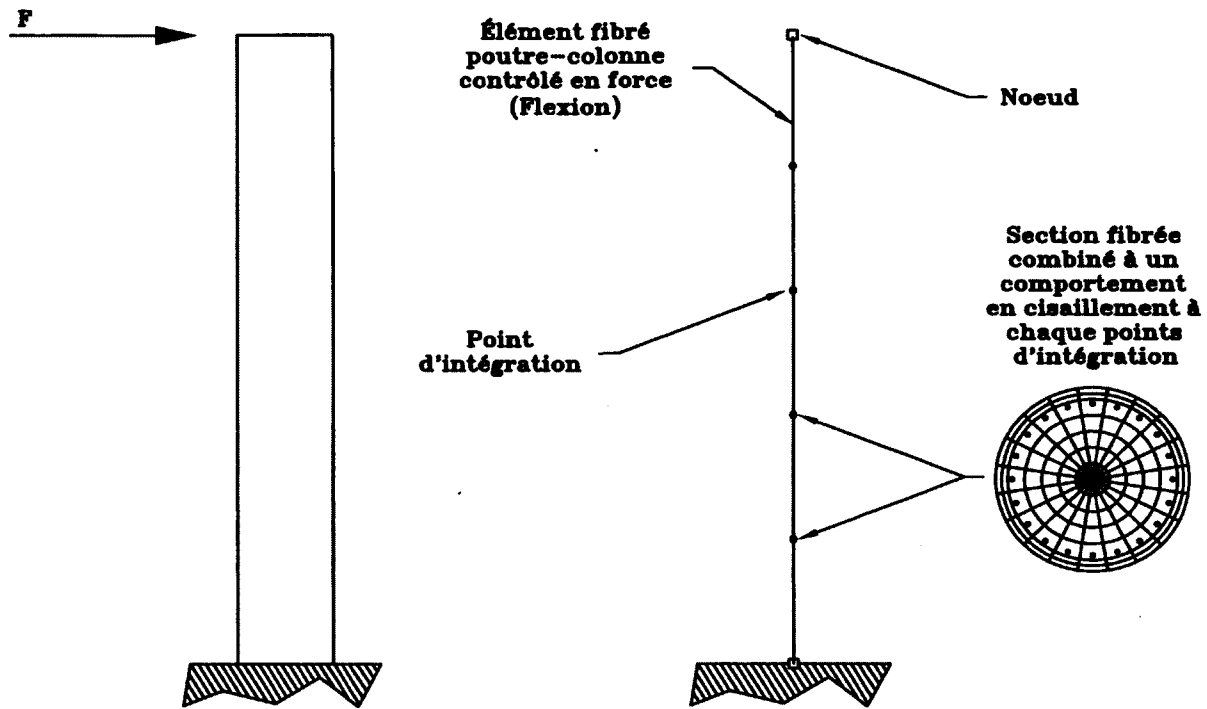


Figure 3.1 Modèle numérique général à plasticité distribuée

En divisant la section transversale d'un élément poutre-colonne en de nombreux petits éléments de béton et d'acier, tout en leur attribuant différents matériaux à chaque fibre, le modèle peut considérer une distribution non uniforme des contraintes à travers la section et simuler la fissuration du béton, la plastification des aciers d'armature, la perte de recouvrement et même la dégradation du noyau de béton.

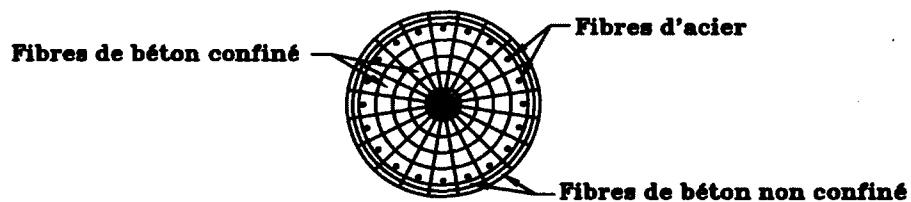


Figure 3.2 Discrétisation générale d'une section circulaire fibrée

3.1.1 Utilisation de OpenSees

Dans le cadre de ce projet, le programme OpenSees est utilisé. OpenSees signifie système ouvert de simulation en génie parasismique [Mazzoni S, 2006]. Utilisé dans la communauté scientifique en Amérique du Nord, il s'agit d'un programme libre de simulation des tremblements de terre. Principalement appliqué à l'analyse des systèmes structuraux et géotechniques soumis à des séismes et autres catastrophes, OpenSees peut effectuer des analyses linéaires, statiques ou dynamiques non linéaires ainsi que le calcul des valeurs propres. Le programme possède une grande bibliothèque d'éléments finis et d'éléments non linéaires tels que les éléments poteau-poutres non linéaires et tient compte de l'effet P-Delta [Xuewei, 2008]. De plus, le programme OpenSees permet aux utilisateurs d'ajouter des lois de comportement de nouveaux matériaux, mais également de nouveaux types d'éléments au système par le biais de la programmation.

3.1.2 Type de modèle

La composante en flexion de la déformation de la pile est modélisée à l'aide d'un élément fibre poteau-poutre basé sur la flexibilité et à plasticité distribuée. Un élément fibre poteau-poutre est un élément ligne dans lequel la réponse moment-courbure est déterminée à chaque point d'intégration en fonction de la section au point d'intégration [Berry et Eberhard, 2008]. Le modèle à plasticité distribuée permet la propagation des déformations plastiques puisque la plasticité n'est pas restreinte à survenir à une section précise, mais aux contraintes, elle peut apparaître tout le long de l'élément.

Une formulation basée sur la flexibilité assume une distribution du moment sur la longueur de l'élément et la courbure à chaque point d'intégration est ensuite déterminée en fonction du moment de flexion pour chaque section. La réponse de l'élément est alors obtenue grâce à l'intégration des réponses de chaque section [Taucer, 1991]. Puisque le comportement inélastique se produit aux extrémités de la colonne, les éléments employés utilisent le système d'intégration de Gauss-Labotto, dans lequel les points d'intégration sont disposés aux extrémités de l'élément, mais également le long de l'élément.

3.1.3 Représentation numérique

Le modèle numérique proposé afin de modéliser les piles de ponts est composé d'éléments fibres poteau-poutre non linéaires contrôlés en force auxquels est combiné un comportement en cisaillement. Les composantes en flexion et en cisaillement de la déformation totale peuvent être déterminées à l'aide de ce modèle numérique. Les piles de ponts sont

représentées numériquement par 2 éléments fibres poteau-poutre non linéaires. Le premier élément est situé à la base de la pile et a une longueur équivalente à la zone de rotule plastique, L_p . Le deuxième élément, situé au-dessus de la zone de rotule plastique, constitue la partie élastique de la pile de pont. La pile est ainsi séparée en deux éléments afin d'accroître la précision quant aux forces et aux déformations encourues dans la zone de rotule plastique. Une représentation graphique du modèle est présentée à la figure 3.3a.

Longueur de la zone de rotule plastique

De nombreux modèles ont été proposés pour faire l'approximation de la longueur de la rotule plastique basée sur les propriétés des colonnes. Des recherches antérieures (par exemple [M.J.N. Priestley, 1996] et [Mattock, 1964]) suggèrent que la longueur de la rotule plastique devrait être proportionnelle à la longueur de la colonne, L , à la profondeur de la colonne, D , ainsi qu'aux propriétés de l'armature. La longueur de la colonne est incluse afin de tenir compte de la variation du moment de flexion le long de la pile tandis que le diamètre de la colonne prend en considération l'effet du cisaillement sur la longueur de la rotule plastique. De plus, afin de tenir compte des déformations dues au glissement des barres encastrées, la résistance du béton, f'_c , doit également être prise en considération. L'équation 3.1 présente l'expression générale de la longueur de la rotule plastique pour une colonne d'après [M.J.N. Priestley, 1996].

$$L_p = \xi_1 L + \xi_2 D + \xi_3 \frac{f_y d}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.1)$$

- Une calibration des paramètres de l'équation 3.1 a été effectuée à l'aide des résultats de 37 colonnes dont les résultats sont disponibles dans la base de données du UW-PEER. L'exactitude des prédictions force-déformation et de la progression des dommages étaient les critères pris en compte lors de l'optimisation par [Berry et Eberhard, 2008]. Après avoir déterminé les valeurs optimales des paramètres, la solution a été comparée aux modèles proposés par [M.J.N. Priestley, 1996], [Mattock, 1964] et [Corley, 1966]. D'après les résultats, la solution retenue est plus précise que celle de [M.J.N. Priestley, 1996] et de [Corley, 1966]. Elle est également plus précise que l'équation de [Mattock, 1964] à l'exception de la prédiction de la perte du recouvrement. L'équation 3.2 présente l'expression proposée par [Berry et Eberhard, 2008] pour le calcul de la longueur de rotule plastique. Une limite sur la longueur de rotule plastique de $L/4$ est aussi proposée par [Scott et Fenves, 2006].

$$L_p = 0,005L + 0,1 \frac{f_y d}{\sqrt{f'_c}} \leq \frac{L}{4} \quad (3.2)$$

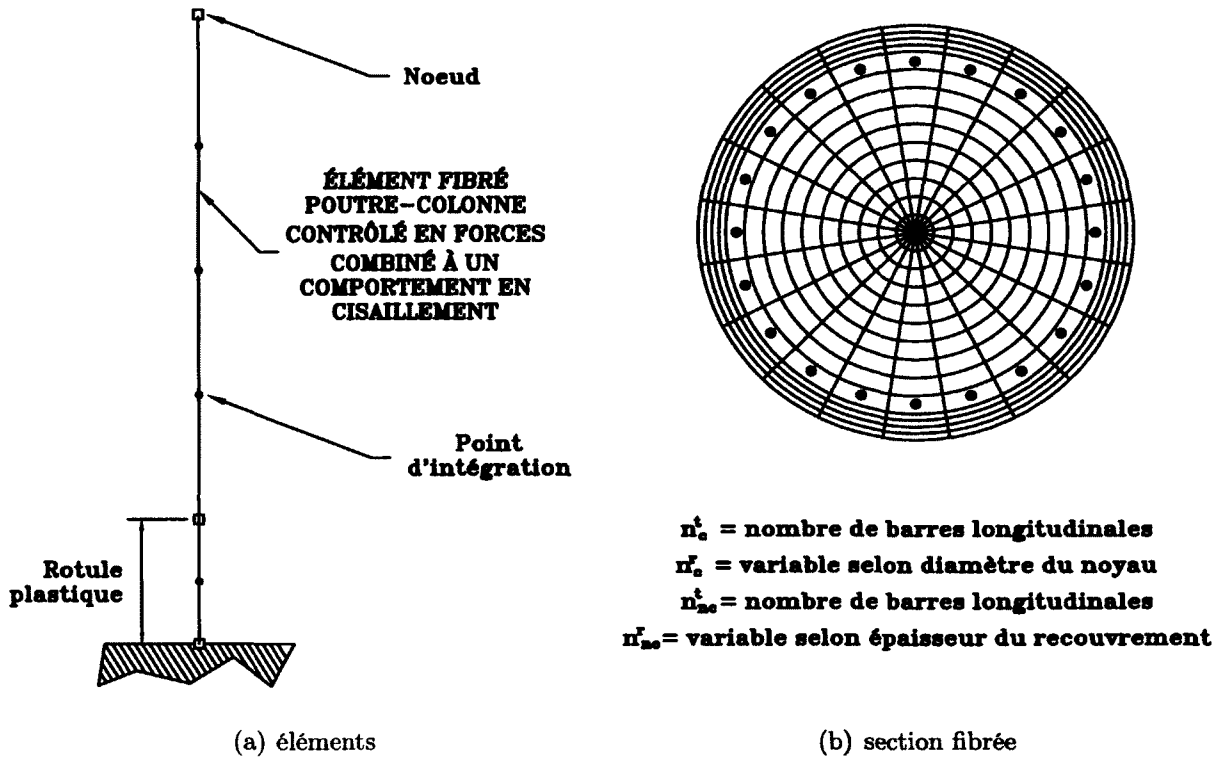


Figure 3.3 Modèle numérique développé pour la modélisation de piles de pont

où L est la longueur de la colonne, f_y et d sont la contrainte à la plastification et le diamètre des barres longitudinales et f'_c est la résistance du béton non confiné en compression. Donc, selon [Berry et Eberhard, 2008], l'effet du cisaillement sur la longueur de la rotule plastique est négligeable.

Nombre de points d'intégration

Les éléments contrôlés en force utilisent les fonctions d'interpolation exactes de force. Donc, aucune erreur de discrétisation n'est créée, mais seulement une erreur numérique. La précision de la solution peut être améliorée soit en augmentant le nombre de points d'intégration ou le nombre d'éléments. Selon [Terzic, 2011], il est plus avantageux d'augmenter le nombre de points d'intégration que le nombre d'éléments. De plus, les résultats locaux et globaux convergent plus facilement avec l'augmentation du nombre de points d'intégration. Une étude réalisée par [Berry et Eberhard, 2008] révèle que le nombre de points d'intégration est optimal lorsque $N_p = 6$. D'après [Terzic, 2011], les résultats les plus précis sont obtenus lorsqu'un point d'intégration est situé à la limite supérieure de la rotule plastique. Puisqu'il est rarement possible d'avoir un point d'intégration situé à cette limite tout en respectant le nombre de points d'intégration optimal, un élément est

introduit pour la représentation de la rotule plastique tel que mentionné précédemment. Dans le cas des piles ayant un rapport L/D inférieur à 5, la longueur de la rotule plastique est relativement petite et peut facilement être représentée par un élément ayant seulement des points d'intégrations aux extrémités. Toutefois, pour les piles ayant un rapport L/D supérieur à 5, la longueur de la rotule plastique peut devenir assez grande et il devient difficile de conserver une bonne précision avec un élément ayant seulement des points d'intégrations aux extrémités. Donc, pour pallier à ce problème, un point d'intégration est ajouté au milieu de l'élément représentant la rotule plastique. De cette manière, les forces et les déformations seront plus précises. L'élément figurant dans la rotule plastique contient donc 3 points d'intégration.

Afin de respecter le nombre de points d'intégration optimal, l'élément situé dans la zone élastique contient 5 points d'intégration. Donc, en considérant les 2 points d'intégration situés aux extrémités, l'élément est subdivisé en 4 sous-éléments. La figure 3.3a présente la disposition graphique des points d'intégration.

3.2 Loi de comportement des matériaux

Afin de prédire avec précision le comportement d'un poteau en béton armé, des lois de comportement de matériaux fiables doivent être employées. Dans le présent modèle, deux lois de comportement sont utilisées, soit pour le béton et pour l'acier.

3.2.1 Béton

Plusieurs lois de comportement de béton sont disponibles dans la littérature [Sharma *et al.*, 2005]. Dans ce qui suit, deux lois de comportement de béton sont présentées. La première est proposée par [Legeron et Paultre, 2003] tandis que la deuxième loi est celle de [Mohd Y. et F., 1994].

Loi de comportement du béton de Legeron et Paultre

La courbe de béton proposée par [Legeron et Paultre, 2003] est complètement définie par deux points : (1) la résistance du béton confiné, f'_{cc} , correspondant à la déformation ϵ'_{cc} , et (2) la déformation axiale post-pic du béton, ϵ_{cc50} , quand la capacité diminue à 50% de la résistance du béton confiné. Les équations 3.3 et 3.4 expriment la contrainte et la déformation au pic du béton confiné selon le modèle de [Legeron et Paultre, 2003].

$$f'_{cc} = f'_c \left[1 + 2,4 \left(I'_e \right)^{0,7} \right] \quad (3.3)$$

$$\epsilon'_{cc} = \epsilon'_c \left[1 + 35 \left(I'_e \right)^{1,2} \right] \quad (3.4)$$

où

$$I'_e = \frac{f'_{le}}{|f'_c|} \quad (3.5)$$

$$f'_{le} = -K_e \frac{A_{sh}}{sc} f'_h \quad (3.6)$$

Dans les équations précédentes, K_e est un coefficient d'efficacité de confinement, A_{sh} est la section totale d'armature transversale, s est l'espacement centre-à-centre des étriers, c est la largeur de la section confiné, f'_h est la contrainte dans l'acier d'armature de confinement et f'_c est la résistance du béton non confiné. Le terme $K_e A_{sh}/sc$ peut être vu comme un taux effectif de section d'armature de confinement dans un plan perpendiculaire à la direction de l'élément [Paultre, 2011]. Les équations 3.3 et 3.4 sont des modifications de celles présentent dans le modèle de béton confiné de [Cusson et Paultre, 1995] afin d'inclure une plus large gamme de résistance du béton (de 20 à 120 MPa).

La déformation post-pic, ϵ_{cc50} , mesurée à 50% du pic et qui définit la portion post-pic de la courbe contrainte-déformation du modèle, s'exprime :

$$\epsilon_{cc50} = \epsilon_{c50} \left[1 + 60 I'_{e50} \right] \quad (3.7)$$

où

$$I'_{e50} = \rho_{sey} \frac{f_{yh}}{f'_c} \quad (3.8)$$

ϵ_{c50} est la déformation post-pic du béton non confiné mesurée à $0,5 f'_c$. Comme la déformation ϵ_{c50} est très difficile à déterminer expérimentalement, [Legeron et Paultre, 2003] recommande d'utiliser $\epsilon_{c50} = -0,004$ en l'absence de données expérimentales.

Ces deux points permettent donc de déterminer la courbe de béton. Celle-ci est composée d'une branche ascendante (équation 3.9) et d'une branche descendante (équation 3.10).

$$\text{Branche ascendante : } f_{cc} = f'_{cc} \left[\frac{k \left(\frac{\epsilon_{pc}}{\epsilon_{cc}} \right)}{k - 1 + \left(\frac{\epsilon_{pc}}{\epsilon_{cc}} \right)^k} \right] \quad (3.9)$$

$$\text{Branche descendante : } f_{cc} = f'_{cc} e^{k_1 (\epsilon_{cc} - \epsilon'_{cc})^{k_2}} \quad (3.10)$$

La pente de la courbe ascendante est contrôlée par le facteur k . Les paramètres k_1 et k_2 sont deux paramètres contrôlant la forme de la partie descendante de la courbe contrainte-déformation du béton en compression. Les expressions de k_1 et k_2 sont présentées aux équations 3.12 et 3.13 respectivement.

$$k = \frac{E_{ct}}{E_{ct} - (f'_{cc}/\epsilon'_{cc})} \quad (3.11)$$

$$k_1 = \frac{\ln(0,5)}{(\epsilon_{cc50} - \epsilon'_{cc})^{k_2}} \quad (3.12)$$

$$k_2 = 1 + 25 (I_{e50})^2 \quad (3.13)$$

La courbe contrainte-déformation du béton confiné d'une colonne typique est présentée à la figure 3.4.

Loi de comportement du béton de Mohd et Mohd

La loi de comportement proposée par [Mohd Y. et F., 1994] est basée sur le modèle de [Kent et Park, 1971] et modifié par [Scott et Fenves, 2006] pour l'enveloppe de compression. Le modèle de [Mohd Y. et F., 1994] prend en considération l'effet de confinement du béton, la dégradation successive de la rigidité lors du déchargement et du rechargement des courbes causé par l'endommagement du béton, le raidissement en traction ainsi que la réponse hystérétique en compression sous chargement cyclique. La courbe de béton proposée par [Mohd Y. et F., 1994] peut être utilisée pour modéliser les réponses du béton confiné et du béton non confiné. Tout comme le modèle proposé par [Legeron et Paultre, 2003], cette loi de comportement est décrite par deux points : (1) la résistance maximale du béton confiné, f'_{cc} , correspondant à la déformation ϵ'_{cc} , et (2) la déformation axiale post-pic du

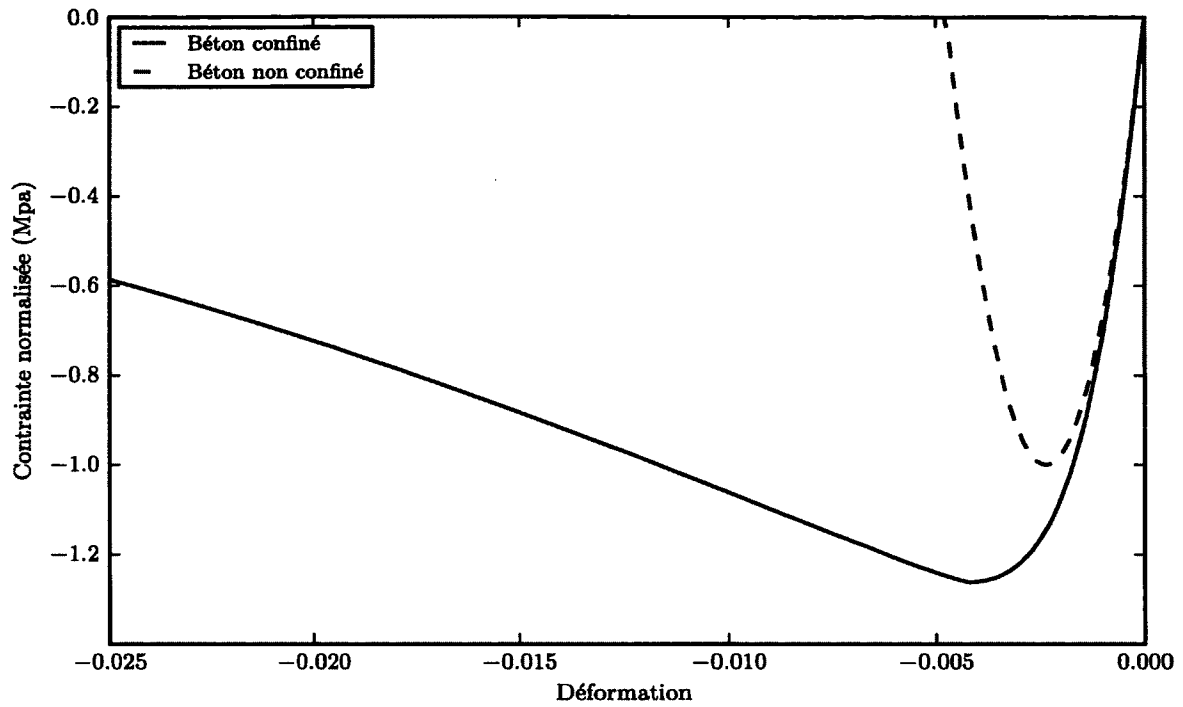


Figure 3.4 Modèle de béton en compression de Légeron et Paultre

béton, ϵ_{ccu} , quand la capacité ultime du béton confiné est atteinte. La contrainte maximum en compression et sa déformation associée peuvent être calculées d'après les équations 3.14 et 3.15 respectivement. Selon les auteurs, la contrainte ultime du béton, f'_{cu} , est atteinte lorsque la contrainte post-pic atteint 20% de la résistance maximale en compression du béton confiné. La contrainte ultime du béton et la déformation à l'atteinte du point ultime sont obtenues des équations 3.16 et 3.17.

$$f'_{cc} = K f'_c \quad (3.14)$$

$$\epsilon'_{cc} = 0,002K \quad (3.15)$$

$$f'_{cu} = 0,2K f'_c \quad (3.16)$$

$$\epsilon'_{cu} = \epsilon'_{cc} + \frac{1,2}{Z} \quad (3.17)$$

avec

$$K = 1 + \frac{\rho_{sh} f_{yh}}{f'_c} \quad (3.18)$$

$$Z = \frac{0,5}{\frac{3+0,29f'_c}{145f'_c-1000} + 0,75\rho_{sh}\sqrt{\frac{e}{s}} - 0,002K} \quad (3.19)$$

où K est un facteur qui tient compte de l'augmentation de la résistance du béton causée par le confinement, Z est la pente post-pic, f'_c est la résistance du béton non confiné, f_{yh} est la résistance élastique des armatures horizontales, ρ_{sh} est le taux volumique d'armature transversale, c est la largeur de béton confiné et s est l'espacement centre-à-centre des armatures transversales. Ces deux points en compression permettent de scinder le comportement du béton selon trois régions bien définies. La première section renferme les déformations comprises entre la déformation neutre et la déformation au pic. Lors de cette phase, la partie ascendante de cette courbe s'exprime selon l'équation 3.20. La deuxième section comprend les déformations situées entre la déformations au pic et la déformation à l'atteinte de la contrainte f'_{cu} . Pendant cette phase, la contrainte varie linéairement de la contrainte maximale à la contrainte ultime (équation 3.21). Finalement, la troisième section comprend les déformations qui vont au-delà de la déformation ultime.

$$\text{Branche ascendante : } f_{cc} = K f'_c \left[2 \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \right) - \left(\frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \right)^2 \right] \quad (3.20)$$

$$\text{Branche descendante : } f_{cc} = K f'_c [1 - Z (\epsilon_{cc} - \epsilon'_{cc})] \quad (3.21)$$

Ce modèle de béton considère également la dégradation du béton due à la création de microfissures et de microvides lors des cycles de chargements et de déchargements. Ces microdéfauts ont pour effet une perte de raideur lors du déchargement et du rechargement pour des valeurs croissantes de déformation maximale comme le présente la figure 3.5a. La diminution de la rigidité est telle que les projections de toutes les lignes de rechargement s'entrecoupent en un point commun R tel que montré à la figure 3.5a. Le point R est déterminé à partir de la tangente à l'origine et de la projection de la courbe de rechargement du béton jusqu'au point ultime.

Le modèle de béton de [Mohd Y. et F., 1994] considère aussi une réponse en traction axiale. La traction contribue à la rigidité en flexion de l'élément jusqu'à l'atteinte du point

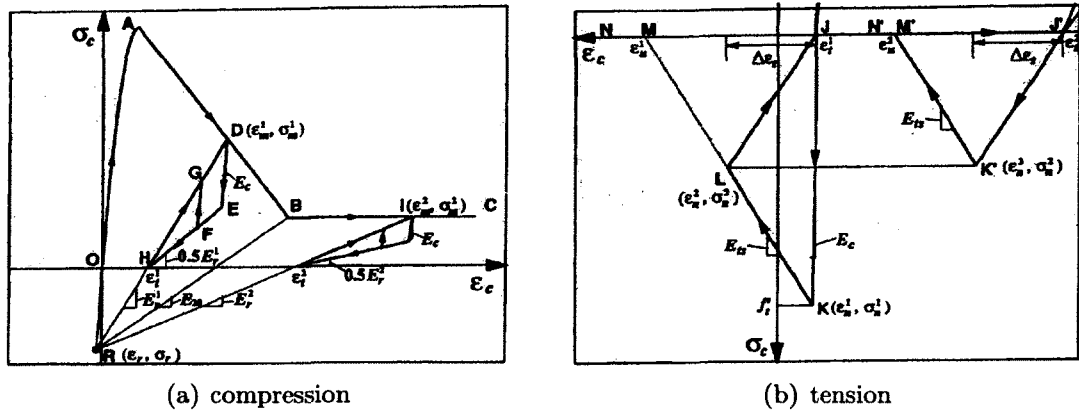


Figure 3.5 Modèle de béton selon Mohd et Mohd [Mohd Y. et F., 1994]

de fissuration f_{cr} . Après ce point, le béton entre les fissures est toujours lié à la barre et, par conséquent, contribue encore à la raideur du membre. Cependant, quand l'ampleur de la charge est augmentée, plus de fissures se forment et l'intervalle entre les fissures devient de plus en plus rapproché, ce qui réduit la quantité de contraintes de traction pouvant être développé dans le béton. Donc, le raidissement en traction réduit progressivement à mesure que la charge augmente dans la phase post-fissuration. Le modèle de [Mohd Y. et F., 1994] considère une réduction progressive linéaire de la résistance en traction du béton. L'équation 3.22 présente le comportement en tension du béton.

$$\sigma(\epsilon) = \begin{cases} E_c \epsilon_c & \epsilon_c \leq \epsilon_{cr} \\ f_{cr} \left[1 - \left(\frac{\epsilon_c - \epsilon_{cr}}{0,002} \right) \right] & \epsilon_{cr} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cru} \\ 0 & \epsilon_c > \epsilon_{cru} \end{cases} \quad (3.22)$$

où $\epsilon_{cr} = f_{cr}/E_c$ et ϵ_{cru} est la déformation à laquelle la droite de contrainte repasse par zéro. La courbe contrainte-déformation du béton en tension utilisé dans le modèle numérique est illustrée à la figure 3.5b.

Le comportement cyclique global est présenté à la figure 3.6.

Comparaison des 2 lois de comportement de béton

Les deux modèles présentés précédemment prennent en compte la nature progressive du confinement. Afin de comparer les deux modèles, l'enveloppe monotonique en compression de chaque modèle a été tracée pour la pile 415 de Lehman. Les paramètres ayant servi à la réalisation de la courbe sont présentés au tableau 3.1.

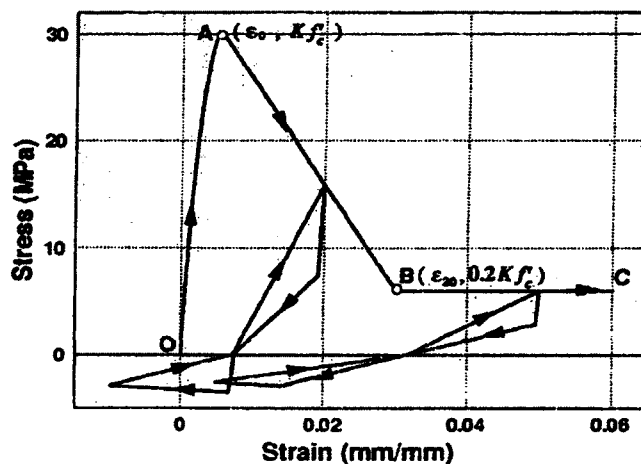


Figure 3.6 Modèle de béton sous chargement cyclique selon Mohd et Mohd [Mohd Y. et F., 1994]

Tableau 3.1 Paramètres géométriques et de résistance des matériaux pour comparaison des courbes de béton

Paramètres	Lehman 415
Résistance à la compression du béton non confiné (f'_c)	31,0 MPa
Taux d'armature longitudinal (ρ_s)	1,5%
Résistance élastique de l'acier transversal (f_{yh})	606,8 MPa
Taux volumique d'armature transversal (ρ_{sh})	0,70%
Diamètre des armatures transversales (d_h)	6,4 mm
Largeur du noyau confiné (c)	565,2 mm

Les deux lois de comportement ont été tracées pour la pile 415 de Lehman (voir figure 3.7). Tout d'abord, à partir de cette figure, il est possible de constater que l'allure de la courbe ascendante est pratiquement identique pour les deux modèles. Toutefois, la résistance maximale du béton confiné suivant la loi de comportement de [Mohd Y. et F., 1994] est inférieure à la résistance maximale prédite par le modèle de [Legeron et Paultre, 2003] d'environ 4%. Une différence majeure entre les deux lois de comportement se situe au niveau de la partie post-pic. En effet, la pente post-pic est linéaire pour le modèle de [Mohd Y. et F., 1994] contrairement à une pente exponentielle pour le modèle de [Legeron et Paultre, 2003]. L'allure de la courbe de la partie descendante du modèle de Légeron et Paultre varie en fonction du confinement. Pour un béton bien confiné, la courbe produite est convexe tandis que, pour un béton peu confiné, la courbe est plutôt concave [Paultre, 2011]. Par contre, pour le modèle de Mohd et Mohd, la pente post-pic est linéaire indépendamment du taux de confinement. Finalement, la contrainte ultime du béton confiné prédite par la loi de comportement de Légeron et Paultre tend vers zéro avec l'augmen-

tation de déformations alors que la contrainte demeure stable à $0,2f'_c$ après l'atteinte de la déformation ultime du béton pour le modèle de Mohd et Mohd. Les deux modèles comportent donc des similitudes.

3.2.2 Acier

Un certain nombre de chercheurs ont proposé des modèles pour caractériser la réponse de l'acier d'armature dans l'optique d'être utilisé dans l'analyse des structures en béton armé. Le modèle non linéaire développé par [Manegotto et Pinto, 1973] et modifié par [Filippou *et al.*, 1983] dans le but d'inclure l'écroûissage isotropique fait parti du nombre. Ce modèle présente une courbe bilinéaire ayant une raideur après plastification proportionnelle au module d'élasticité de l'acier ($E_{sh} = bE_s$) et représente également l'effet Bauschinger lors de chargement cyclique. La figure 3.8a compare le modèle analytique monotone (pour $b = 0,01$ et $b = 0,001$) à la réponse mesurée d'une barre d'armature longitudinale utilisée dans les essais de [Lehman et Moehle, 2000]. La réponse cyclique de l'acier du modèle de Giuffre-Menegotto-Pinto est montrée dans la figure 3.8b.

Malgré la simplicité du modèle, le modèle bilinéaire prédit la réponse du matériau avec une bonne précision pour une grande plage de déformation [Berry et Eberhard, 2008].

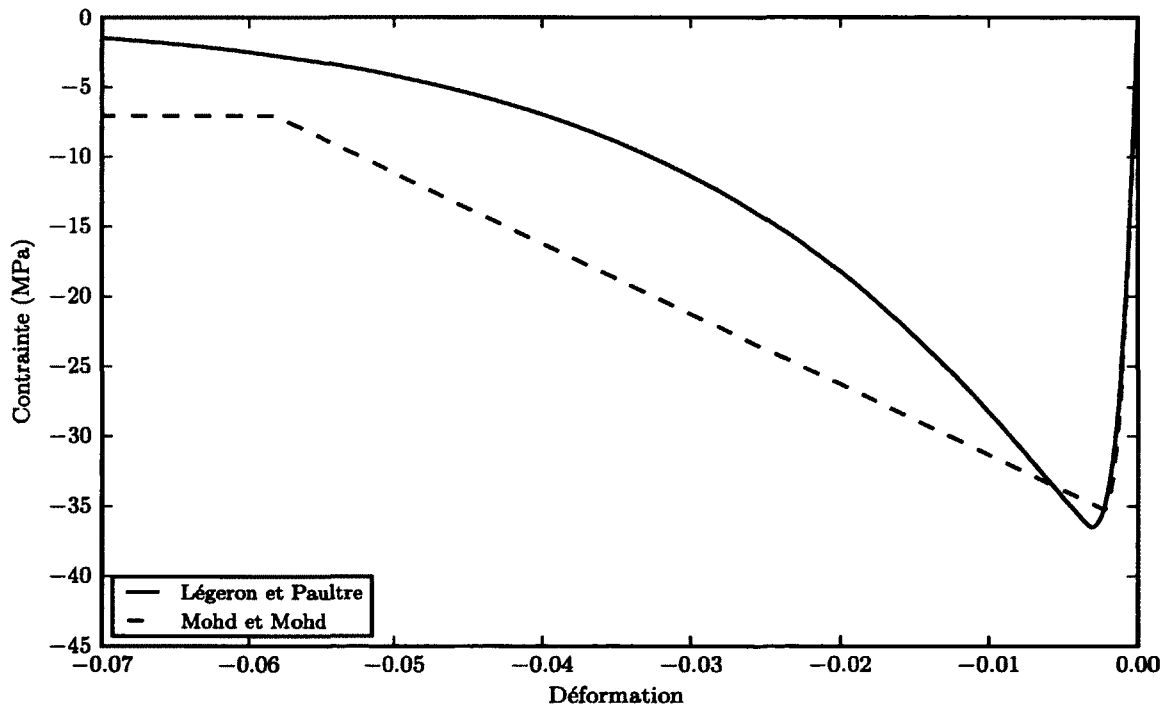
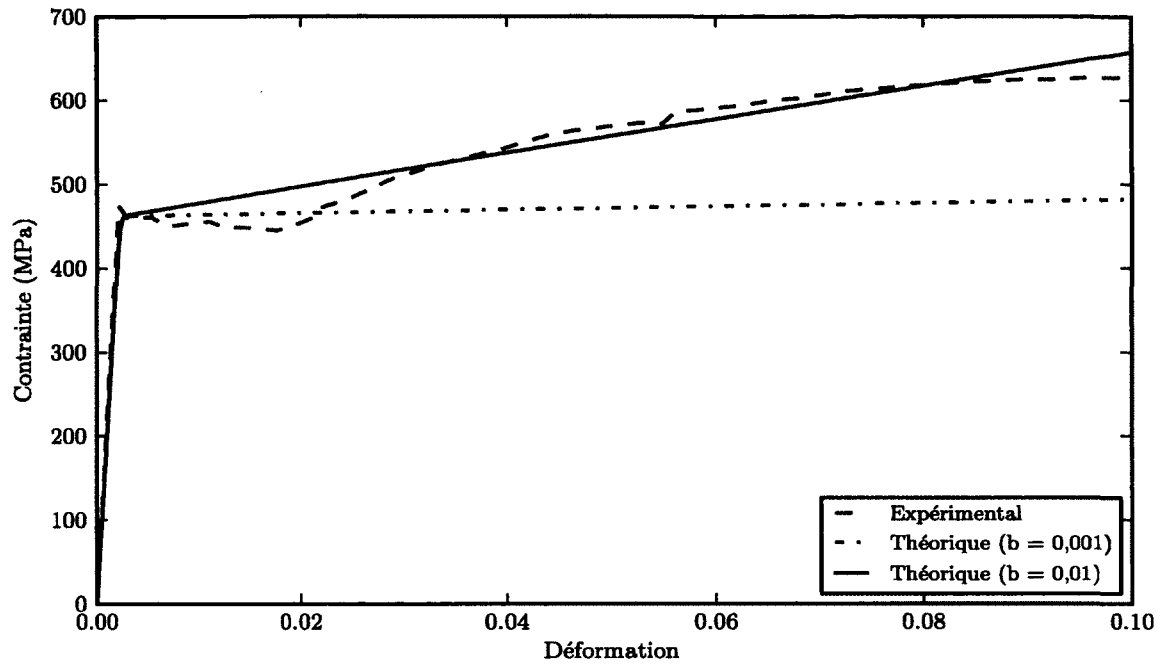
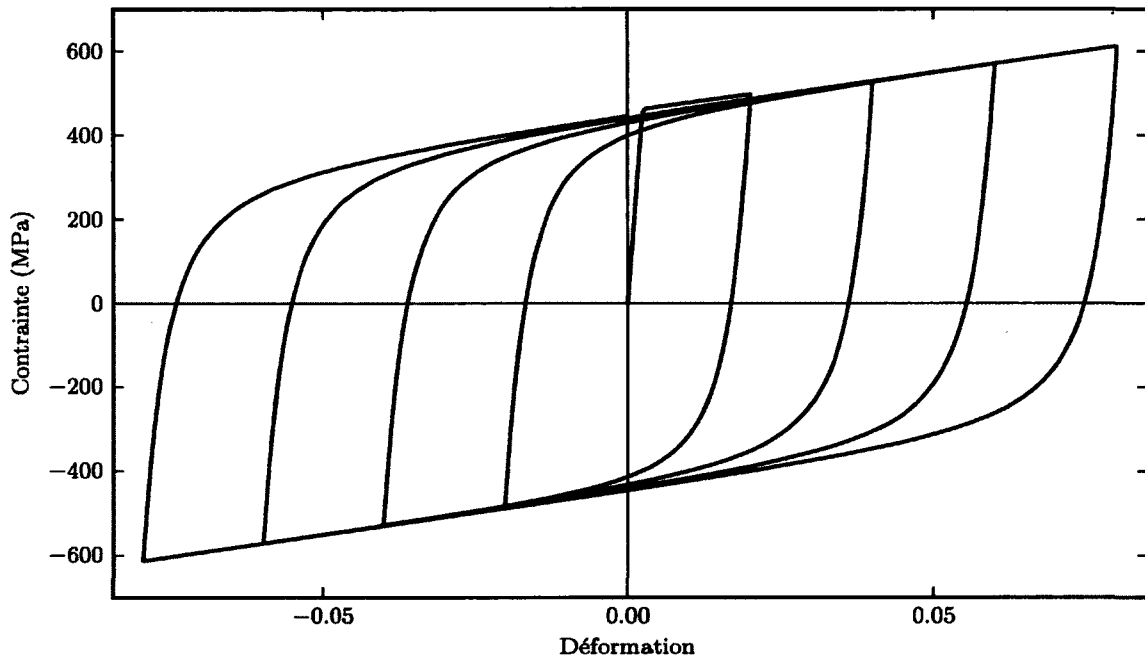


Figure 3.7 Comparaison des modèles de béton confiné pour la pile Lehman 415



(a) comportement monotonique



(b) comportement cyclique

Figure 3.8 Modèle d'acier selon Giuffre-Menegotto-Pinto

Toutefois, cette loi de comportement d'acier ne tient pas compte du plateau plastique de l'acier et de la perte de la résistance de l'acier due au flambement ni de la rupture de la barre d'acier.

3.3 Prise en compte du comportement global

3.3.1 Concentration des déformations locales

Il est intéressant d'employer les éléments contrôlés en force, car ils permettent de modéliser la propagation de la plasticité dans la colonne en utilisant qu'un seul élément et un certain nombre de points d'intégration. Cependant, les éléments en forces perdent de la précision au niveau local et global selon le comportement global de la section analysée [Coleman et Spacone, 2001].

Puisque les déformations inélastiques se propagent vers le haut de la colonne avec l'augmentation des déformations, les réponses locale et globale d'une colonne ayant une rigidité positive après plastification sont insensibles au nombre de points d'intégration [Berry et Eberhard, 2008]. En revanche, pour une colonne ayant une rigidité pratiquement nulle après la plastification, la réponse force-déplacement ne varie pas en fonction du nombre de points d'intégration, mais les déformations locales varient énormément. Les déformations inélastiques se concentrent à la base et ne se propagent pas au point d'intégration adjacent. Il y a alors localisation des déformations. Cela se produit parce que la colonne atteint sa capacité de charge maximale lorsque le point d'intégration à la base atteint le moment plastique. Avec l'augmentation du déplacement, la courbure à la base augmente avec un moment de flexion constant, tandis que les autres points d'intégration n'observent aucun changement dans leur moment de flexion ou leur courbure [Coleman et Spacone, 2001].

Les colonnes ayant une pente adoucissante dans la rigidité post-plastification voient leurs réponses globale et locale être sensibles au nombre de points d'intégration utilisés dans l'analyse. Comme pour la colonne ayant une rigidité pratiquement nulle après la plastification, il y a localisation des déformations à la base de la colonne et toute augmentation du nombre de points d'intégration ne fait que diminuer la longueur sur laquelle il y a localisation des déformations. Cette diminution de longueur augmente la courbure et les déformations pour un déplacement en tête donné. Pour les sections ayant une pente de rigidité négative après plastification, l'augmentation de contrainte dans la colonne cause une dégradation rapide de la réponse force-déplacement [Coleman et Spacone, 2001].

Pour remédier au problème de localisation des déformations dans les éléments à plasticité distribuée, une méthode développée par [Coleman et Spacone, 2001] permet d'obtenir une courbure non biaisée sur la longueur de la rotule plastique L_p . La méthode est basée sur le concept d'énergie de fracturation constante pour les éléments à rigidité post-pic décroissante. Ce concept, souvent utilisé pour la tension, est utilisé ici pour les éléments en compression. L'idée principale du processus de régularisation consiste à supposer que la relation contrainte-déformation uniaxiale du béton est complétée par un paramètre supplémentaire, l'énergie de rupture en compression G_f^c (équation 3.23).

$$G_f^c = \int \sigma du_i \quad (3.23)$$

où σ est la contrainte dans le béton et u_i est le déplacement inélastique. L'intégrale représente la surface sous la courbe de compression de la partie post-pic telle que présentée à la figure 3.9. Pour adapter le concept d'énergie de rupture à un usage général, l'équation 3.23 peut être exprimée en termes de contraintes et de déformations telles que montrées à l'équation 3.24 :

$$G_f^c = h \int \sigma d\epsilon_i = L_{IP} \int \sigma d\epsilon_i \quad (3.24)$$

où ϵ_i est la déformation inélastique et h est la longueur sur laquelle les déformations inélastiques seront encourues. Dans le cas des éléments à plasticité distribuée, h devient la distance entre deux points d'intégration L_{IP} .

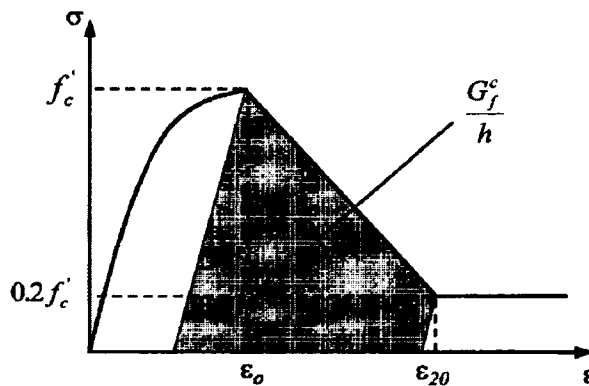


Figure 3.9 Représentation graphique de l'énergie de fracture en compression [Coleman et Spacone, 2001]

Suivant la méthode proposée par [Coleman et Spacone, 2001], les courbes contraintes-déformations des bétons confinés et non confinés sont modifiées afin de respecter le concept d'égalité des énergies de fracturation. La figure 3.10 présente les résultats de cette méthode pour le béton confiné utilisé lors de la modélisation de la pile 415 de Lehman.

3.3.2 Comportement en flexion

Le comportement en flexion est représenté par les éléments *Force-Based Beam-Column* inclus dans OpenSees. Une section fibrée doit être donnée à cet élément. [Berry et Eberhard, 2008] ont effectués une étude sur le nombre de fibres optimal pour les piles de [Lehman et Moehle, 2000]. Sur la base des résultats de cette analyse, les conclusions, basées sur la précision et l'efficacité du modèle, suggèrent d'utiliser un schéma de discrétisation uniforme comportant 20 subdivisions tangentielles autant pour le béton confiné que non confiné, 10 subdivisions radiales pour le noyau de béton et 1 subdivision pour le béton de recouvrement.

Ces recommandations sont effectuées pour la modélisation des piles de Lehman. Toutefois, comme le modèle numérique peut servir à la réalisation d'analyse de pile ayant des

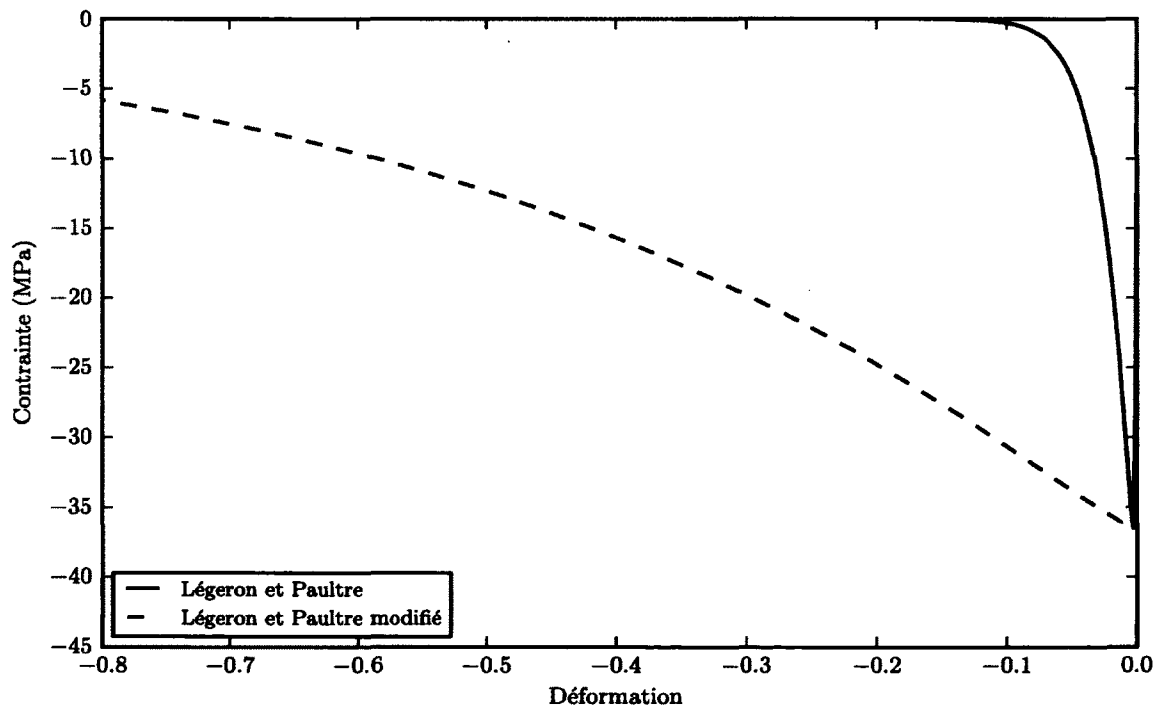


Figure 3.10 Courbes de béton confiné modifiées selon Coleman et Spacone pour la pile Lehman 415

dimensions géométriques plus importantes que celles des piliers de [Lehman et Moehle, 2000], le nombre de fibres doit être ajusté en fonction de la section. Donc, dans le but de respecter les recommandations sur la discrétisation, le nombre de subdivisions tangentielles est établi comme étant fonction du nombre de barres longitudinales, soit le même nombre de divisions tangentielles que le nombre de barres d'armature longitudinales. En ce qui concerne la discrétisation radiale de la section, le nombre de divisions est basé sur le respect du schéma de discrétisation radiale optimal de [Berry et Eberhard, 2008]. En divisant les dimensions du noyau des piles de Lehman par le nombre de subdivisions radiales optimal, une épaisseur de fibre est déterminée. Par la suite, le nombre de divisions radiales des piles est calculé selon l'épaisseur de fibre prédéterminée. Donc, plus le diamètre de la pile est grand, plus le nombre de fibres radiales sera grand. Le même principe est appliqué pour la détermination du nombre de fibres devant représenter le béton de recouvrement. Une représentation graphique du schéma de discrétisation est présentée à la figure 3.3b.

La loi de comportement du béton proposée par [Legeron et Paultre, 2003] n'est pas disponible dans la bibliothèque de OpenSees. Par contre, la loi de comportement de [Mohd Y. et F., 1994] y est sous le modèle de béton Concrete02. Toutefois, une étude réalisée par [Sharma *et al.*, 2005] révèle que le modèle de [Legeron et Paultre, 2003] est celui qui prédit les résultats expérimentaux le plus précisément. Puisque l'allure de la courbe ascendante pour les deux modèles est très semblable et que la courbe post-pic du béton devient pratiquement linéaire après la modification proposée par [Coleman et Spacone, 2001], la loi de comportement de [Mohd Y. et F., 1994] est utilisée. Par contre, les valeurs des points décrivant la courbe sont remplacées par les valeurs que l'on retrouve sur la courbe de béton confiné de [Legeron et Paultre, 2003]. Le modèle de béton présent sous la loi de comportement uniaxiale Concrete02 de OpenSees devient donc un hybride entre la loi de comportement de [Mohd Y. et F., 1994] et de [Legeron et Paultre, 2003]. La figure 3.11 présente la courbe du modèle Concrete02 avec les valeurs de la courbe de Légeron et Paultre utilisés lors de la modélisation de la pile 415 de Lehman.

La loi de comportement de [Mohd Y. et F., 1994] considère également le raidissement en traction. Donc, la contrainte de fissuration f_{cr} est prise égale à $0,4\sqrt{f'_c}$ comme le recommande la norme [CSA-S6-06, 2006].

Le modèle d'acier de Giuffre-Menegotto-Pinto est disponible dans la bibliothèque de OpenSees sous la loi de comportement uniaxiale Steel02. Le facteur d'écrouissage, b , a été calibré par minimisation de la racine carrée de la somme des carrés de la différence entre la réponse calculée de l'acier sous chargement monotone et la réponse mesurée des essais expérimentaux de [Lehman et Moehle, 2000] jusqu'à une déformation de 0,1 [Berry et Eberhard,

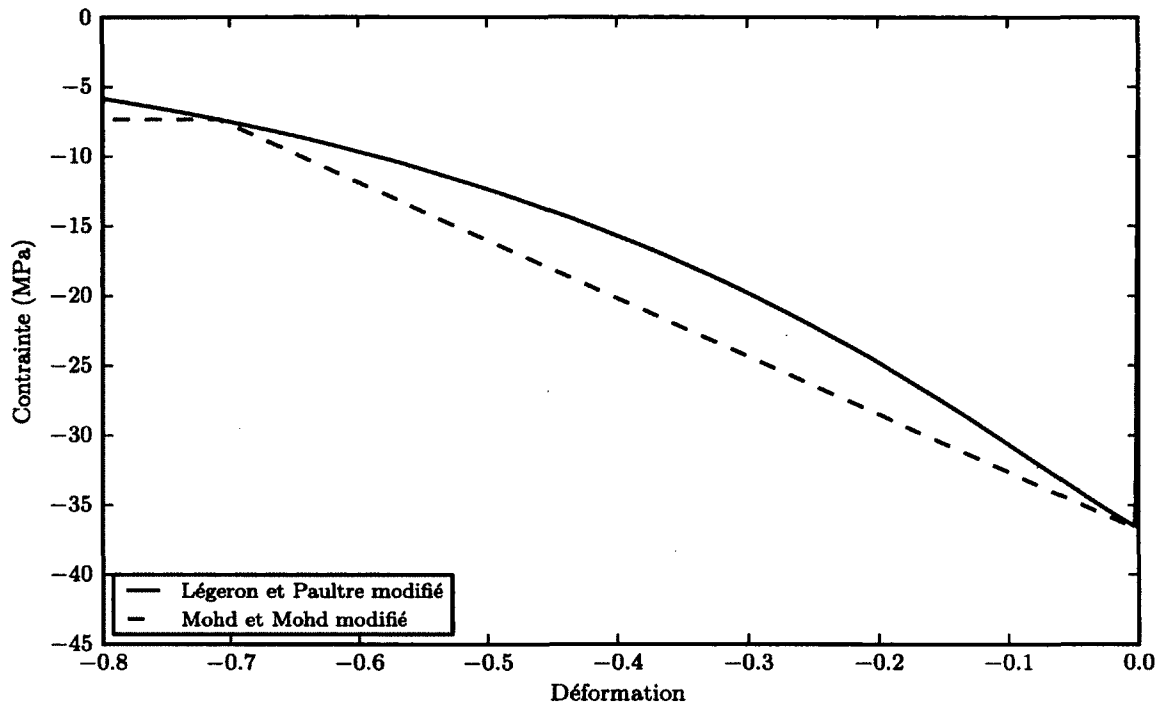


Figure 3.11 Courbes de béton confiné utilisées pour la modélisation de la pile Lehman 415

2008]. Les résultats montrent que l'erreur est minimisée pour une valeur de $b = 0,0097$. Toutefois, par souci de simplicité, un facteur d'érouissage de $b = 0,01$ est retenu.

3.3.3 Comportement en cisaillement

La composante en cisaillement (Δ_v) de la déformation totale de la colonne a été modélisée selon la théorie élastique :

$$\Delta_v = \frac{kVL}{GA_g} \quad (3.25)$$

où k est un facteur de forme en cisaillement pour tenir compte de la géométrie de la section transversale, V est la force de cisaillement transversale, L est la longueur de la colonne, G est le module de cisaillement du béton et A_g est l'aire brute transversale de la section. Selon les travaux de [Timoshenko, 1961], le facteur de forme en cisaillement est le rapport de la contrainte moyenne en cisaillement de la section sur la contrainte de cisaillement présente en son centroïde. D'après les travaux de [Gruttmann et Wagner, 2001], ce facteur de correction est généralement $k = \frac{4}{3}$ pour les sections circulaires et $k = \frac{5}{6}$ pour les sections

rectangulaires. Le module de cisaillement G du béton est fonction du module de rigidité, E_c , et du coefficient de Poisson, ν , et peut être déterminé par $G = E_c / [2 + (1 + \nu)]$. [Park et Paulay., 1975] recommande plutôt de multiplier le module de rigidité E_c par $\gamma = 0,4$ afin de déterminer le module de cisaillement G . Par contre, en prenant un coefficient de Poisson $\nu = 0,2$, une différence de seulement 4% est observée entre le résultat des deux équations proposées pour le calcul du module de cisaillement.

Les éléments fibre poteaux-poutres standard négligent les déformations en cisaillement. Afin d'en tenir compte, une flexibilité supplémentaire doit être ajoutée aux sections transversales des éléments fibre poteaux-poutres. Donc, un modèle en cisaillement-déformation a été introduit dans le modèle numérique en combinant un comportement en force-déformation aux éléments fibres. Tel que mentionné précédemment, les propriétés de la réponse latérale en force-déformation ont été déterminées selon la théorie élastique.

3.3.4 Comportement en torsion

La torsion dans la colonne est modélisée selon la théorie de torsion pour les éléments circulaire. Cette théorie est basée sur trois hypothèses, soit que l'axe central demeure droit et inextensible, que chaque section transversale reste plane et perpendiculaire à l'axe et, finalement, que les sections tournent autour de l'axe central. Suivant cette théorie, le moment d'inertie en torsion, pour une section circulaire pleine, est déterminé à l'aide de l'équation 3.26.

$$I_t = \frac{\pi D^4}{32} \quad (3.26)$$

où D est le diamètre de la colonne.

Les éléments fibre poteaux-poutres standard négligent également les déformations en torsion. Pour contrer ce problème, une flexibilité en torsion doit être ajoutée aux sections transversales des éléments fibre poteaux-poutres. Donc, un modèle en torsion-déformation est introduit dans le modèle numérique en combinant un comportement force-déformation en torsion aux éléments fibres.

CHAPITRE 4

VALIDATION DU MODÈLE NUMÉRIQUE

Avant d'être en mesure d'effectuer des analyses dynamiques sur des piles de ponts, la méthode de modélisation présentée au chapitre 3 doit être validée au niveau des réponses globales et locales. Pour ce faire, la stratégie de modélisation proposée est d'abord évaluée en comparant la réponse numérique force-déplacement à la réponse force-déplacement expérimentale obtenue lors d'essais sur des colonnes en béton armé bien confiné. Par la suite, les états limites sont comparés afin de connaître la précision avec laquelle le modèle prédit le comportement local.

Pour évaluer la capacité du modèle, les résultats expérimentaux des huit colonnes testées sous chargement cyclique par [Lehman et Moehle, 2000] et [Calderone et Moehle, 2001] sont utilisées. Ces huit colonnes couvrent les principaux paramètres d'intérêt pour les piles de ponts typiques tels que le rapport d'élanement, le taux d'armature longitudinal et transversal ainsi que le taux de charge axiale en plus d'être dimensionnées selon les exigences des normes [Caltrans, 1991] et [AASHTO, 1999]. De plus, beaucoup de données sont disponibles sur ces essais expérimentaux. Parmi ces données, on retrouve :

- L'historique des forces et des déplacements ;
- L'observation des dommages ;
- L'historique des jauges de déformations ; et
- L'historique de la courbure à l'intérieur de la rotule plastique.

Les propriétés principales des huit colonnes de [Lehman et Moehle, 2000] et [Calderone et Moehle, 2001] sont résumées dans le tableau 4.1.

D'après la stratégie de modélisation proposée, le maillage de ces colonnes est effectué selon un schéma de discrétisation circulaire radialement et en pointe de tarte tangentiellement tel que montré à la figure 3.3b. La longueur totale cumulative des éléments est connue et représente la longueur de la colonne, L . Par contre, puisque le modèle numérique est composé de deux éléments en série, la longueur de chacun est fonction de la longueur de la rotule plastique estimée selon l'équation 3.2. Le tableau 4.2 présente le nombre de fibres total utilisées dans le maillage et sa répartition entre la représentation du noyau confiné

Tableau 4.1 Propriétés principales des huit colonnes en béton armé de Lehman et Calderone

Paramètres	Lehman					Calderone		
	407	415	430	815	1015	328	828	1028
Dia. colonne (mm)	609,6	609,6	609,6	609,6	609,6	609,6	609,6	609,6
Rapport L/D	4	4	4	8	10	3	8	10
Dia. barres long. (mm)	15,9	15,9	15,9	15,9	15,9	19,0	19,0	19,0
Nbr. barres long.	11	22	44	22	22	28	28	28
Dia. barres trans. (mm)	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4
Espacement barres (mm)	31,8	31,8	31,8	31,8	31,8	25,4	25,4	25,4
Recouvrement (mm)	22,2	22,2	22,2	22,2	22,2	28,6	28,6	28,6
Taux charge axiale	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,091	0,091	0,091
Résistance béton (MPa)	31,0	31,0	31,0	31,0	31,0	34,5	34,5	34,5
Rés. élast. long. (MPa)	462,0	462,0	462,0	462,0	462,0	448,0	448,0	448,0
Rés. élast. trans. (MPa)	606,0	606,0	606,0	606,0	606,0	606,0	606,0	606,0

et du recouvrement de béton, la longueur de la zone de rotule plastique et la longueur de la zone élastique.

En comportement monotonique, tel que discuté au chapitre 3, seul le béton est donc susceptible de présenter une localisation des déformations. Pour éviter cela, une modification de la courbe post-pic du béton est effectuée suivant le concept d'énergie de fracturation constante. La figure 4.1 présente l'enveloppe des courbes contrainte-déformation du béton non confiné et confiné utilisées dans la zone de rotule plastique pour toutes les piles servant à la validation du modèle numérique.

La réponse hystérétique totale du modèle à plasticité distribuée dépend du comportement cyclique de ses différentes composantes en flexion et en cisaillement. Dans le cadre de ce modèle, la composante en cisaillement est supposée linéaire élastique. Par contre, la réponse hystérétique de la composante de flexion s'appuie sur le comportement cyclique des sections fibrées, qui à leur tour dépendent des lois de comportement des matériaux constituant chaque fibre. Les figures 4.2 et 4.3 présentent le comportement cyclique du béton non confiné et confiné de l'élément de la rotule plastique, de l'acier d'armature et du comportement en cisaillement utilisé pour la modélisation de la colonne 415 de Lehman.

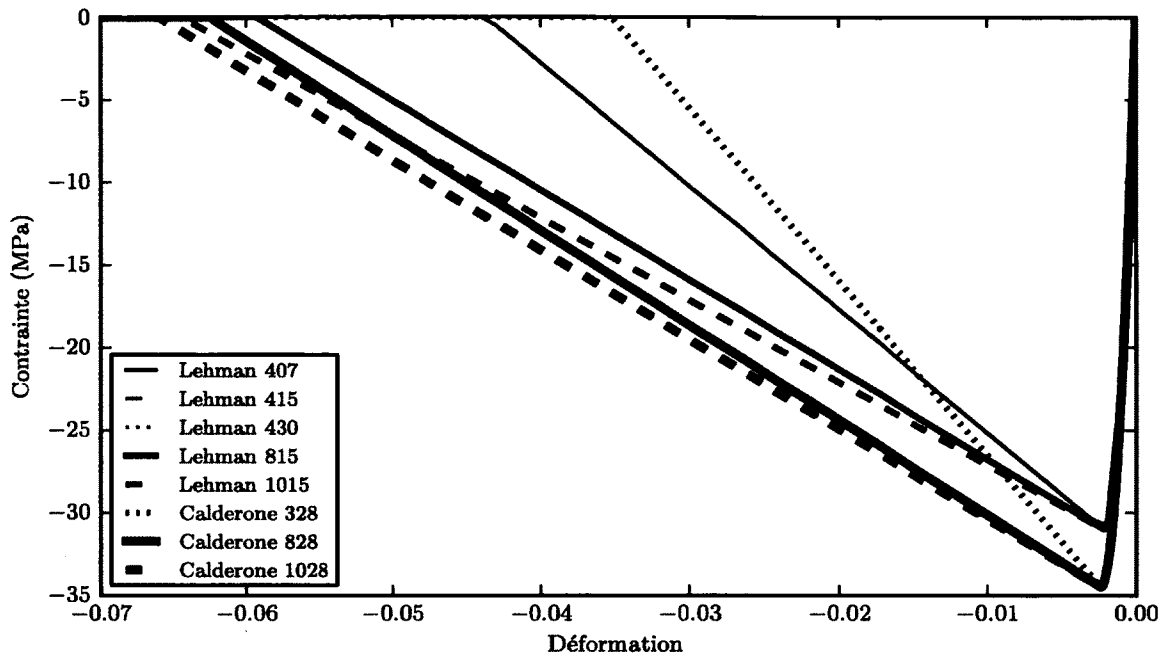
Tableau 4.2 Maillage, nombre de fibres et longueur des éléments utilisés dans la modélisation des huit colonnes en béton armé de Lehman et Calderone

Paramètres	Lehman					Calderone		
	407	415	430	815	1015	328	828	1028
Nombre divisions radiales dans le noyau (n_c^r)	10	10	10	10	10	10	10	10
Nombre divisions tangentes dans le noyau (n_c^t)	11	22	22	22	22	28	28	28
Nombre divisions radiales dans le recouvrement (n_{nc}^r)	1	1	1	1	1	2	2	2
Nombre divisions tangentes dans le recouvrement (n_{nc}^t)	11	22	22	22	22	28	28	28
Nombre total de fibres	121	242	242	242	242	336	336	336
Longueur totale de la colonne (mm)	2438	2438	2438	4877	6096	1829	3658	4877
Longueur élément rotule plastique (mm)	254	254	254	376	437	237	390	451
Longueur élément zone élastique (mm)	2184	2184	2184	4501	5659	1592	3268	4426

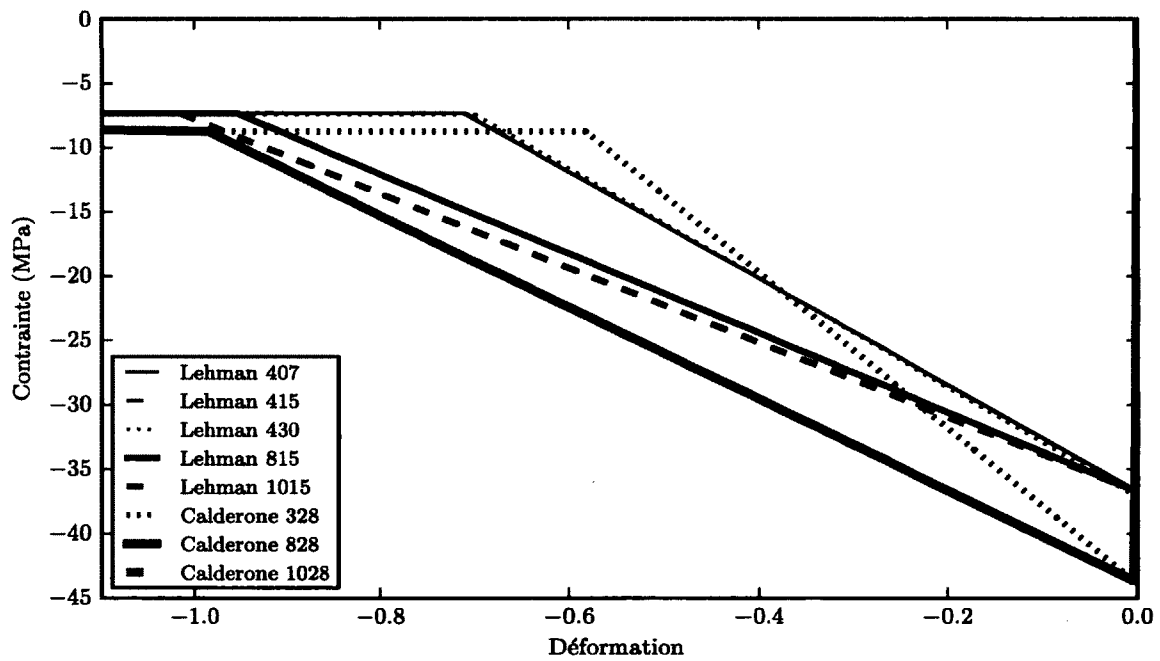
4.1 Comportement global

Le premier aspect du modèle numérique à être évalué est la capacité du modèle à prédire le comportement global de la colonne. Donc, les différentes piles ont été modélisées et soumises au même historique de déplacement que les essais expérimentaux. Les réponses numériques en force-déformation des huit essais sont présentées à la figure 4.4.

À partir de la figure 4.4, il est possible de remarquer que le comportement force-déformation de toutes les colonnes est très bien prédit. En effet, les comportements cycliques numériques et expérimentaux sont pratiquement juxtaposés l'un sur l'autre jusqu'au moment où une perte de capacité sévère des colonnes débute. Une fois l'apparition du flambement, d'une rupture des barres d'armatures longitudinales ou transversales, une perte de capacité est observée dans les résultats expérimentaux. Or, le modèle numérique n'est pas en mesure de représenter cette perte de capacité puisque les lois de comportements utilisées dans la stratégie de modélisation ne le permettent pas. La figure 4.5 illustre le pourcentage d'erreur sur la force de chaque essai en fonction de la ductilité. La réponse globale est prédite avec une bonne précision jusqu'à des ductilités élevées ($\Delta \leq 5.0\Delta_y$) ainsi que pour les colonnes n'ayant pas une grande ductilité.

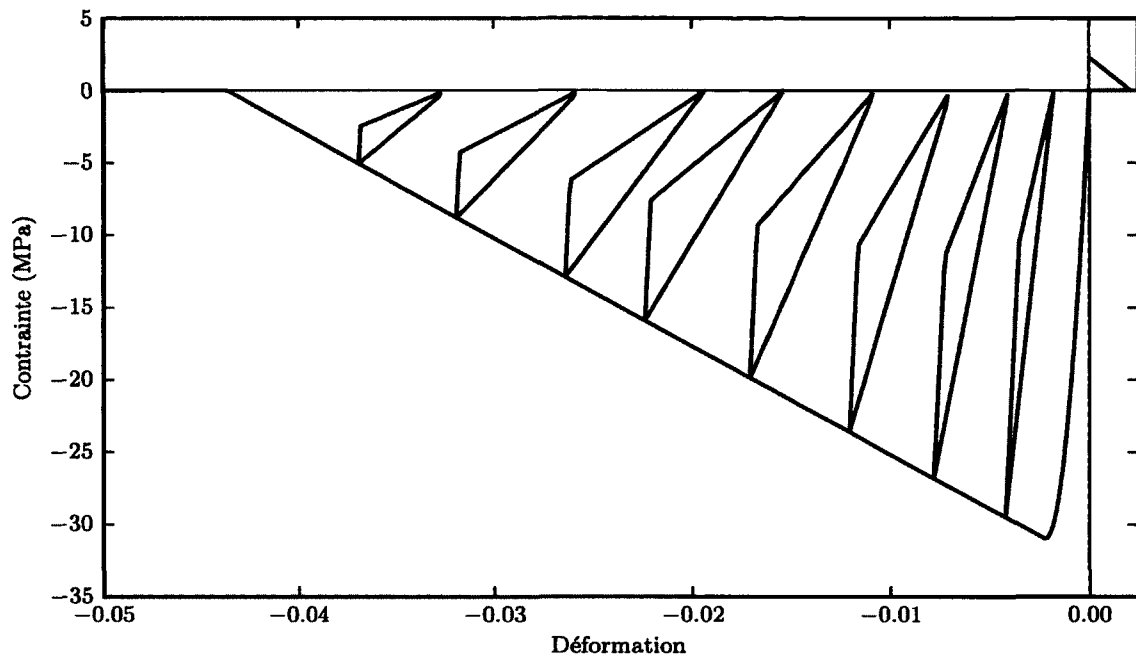


(a) Béton non confiné

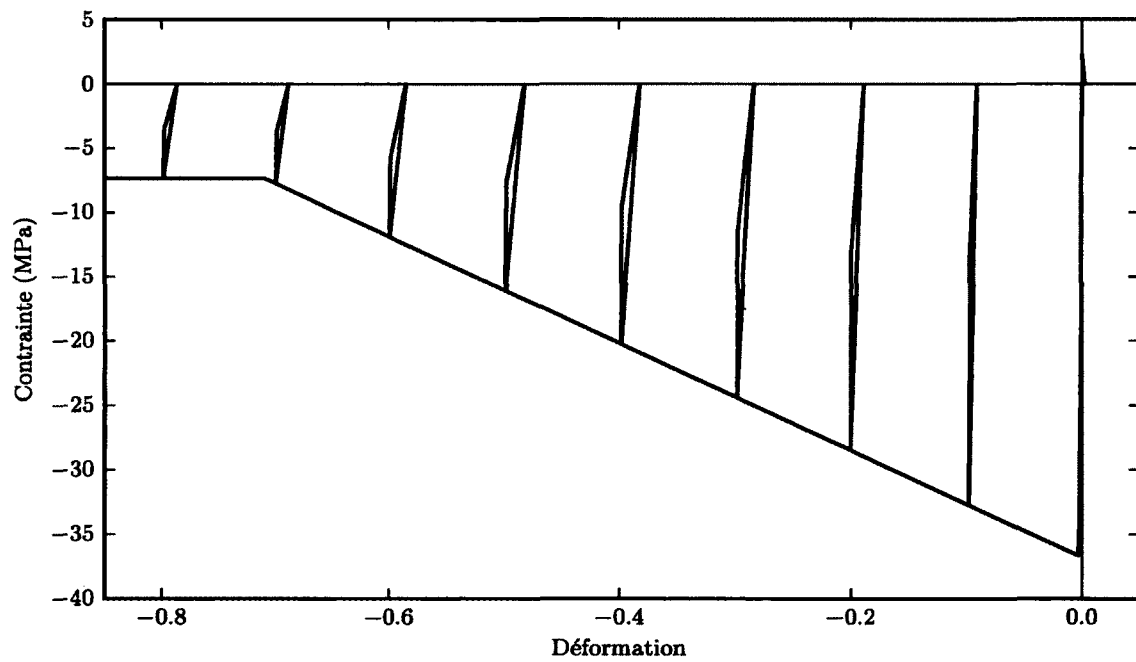


(b) Béton confiné

Figure 4.1 Enveloppe des courbes contrainte-déformation du béton modifié selon Coleman et Spacone pour l'élément de la rotule plastique

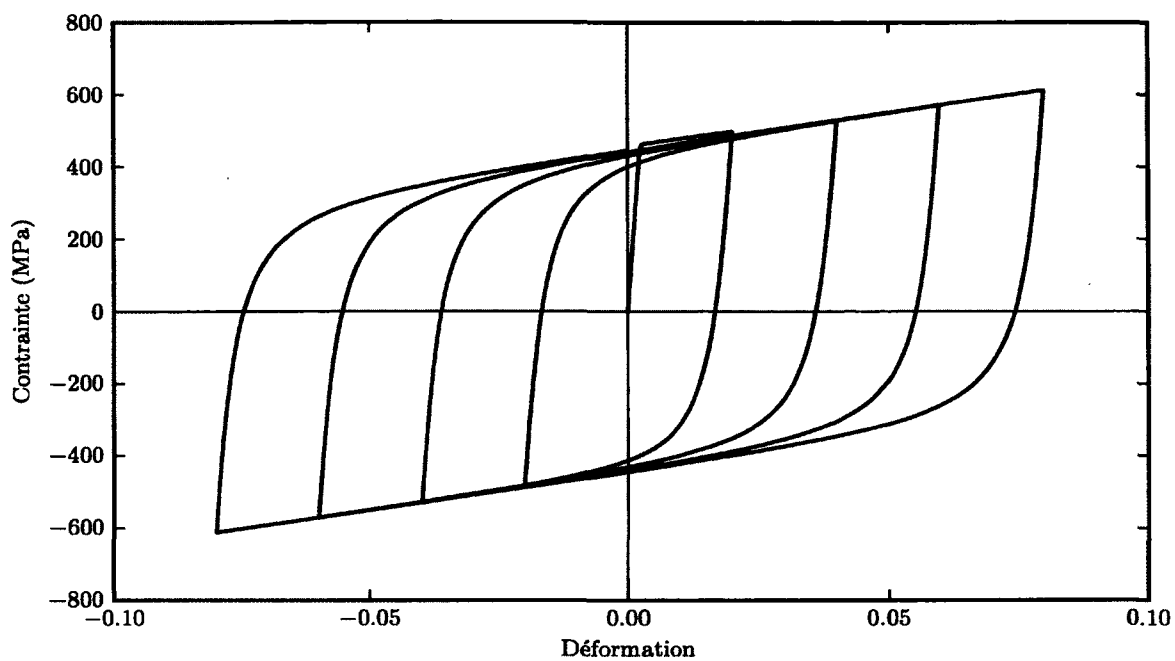


(a) Béton non confiné

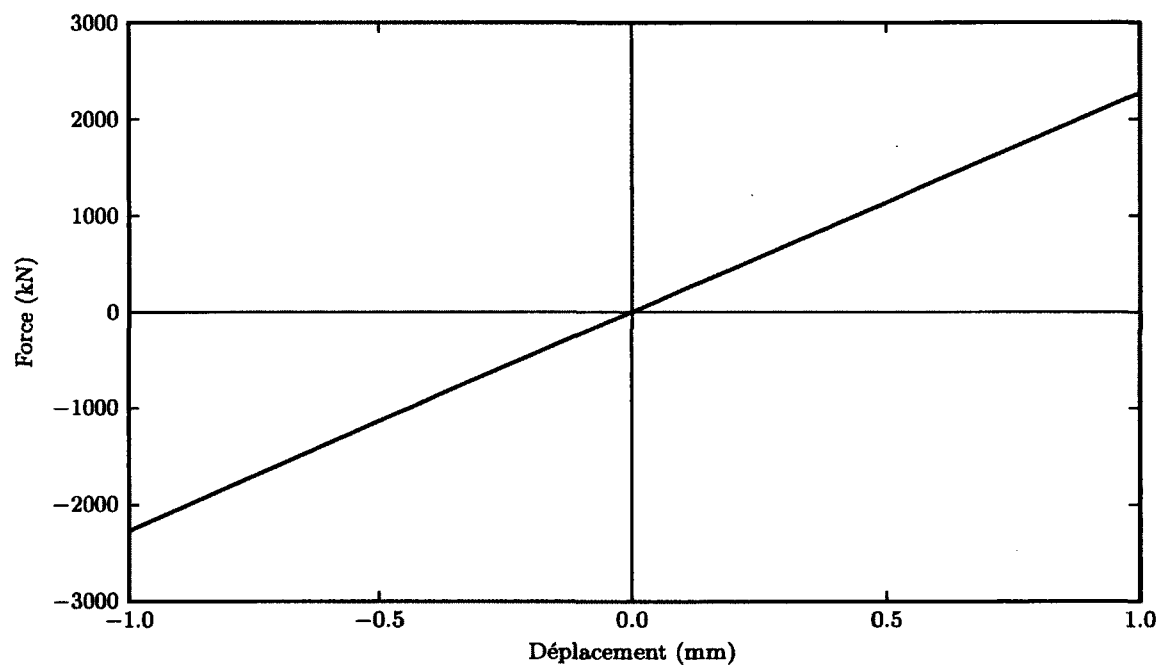


(b) Béton confiné

Figure 4.2 Comportement cyclique du béton non confiné et confiné de la colonne Lehman 415

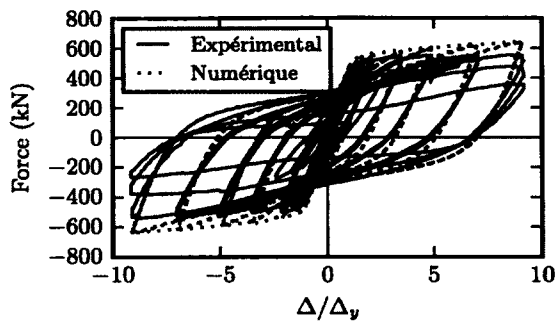


(a) Acier d'armature

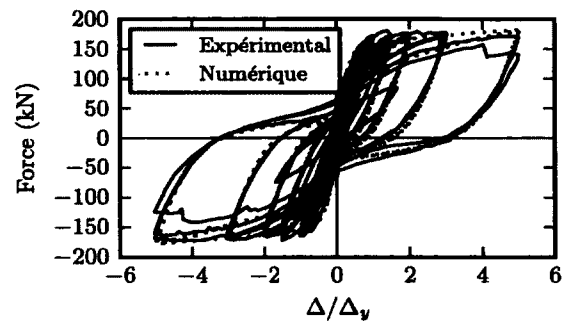


(b) Cisaillement

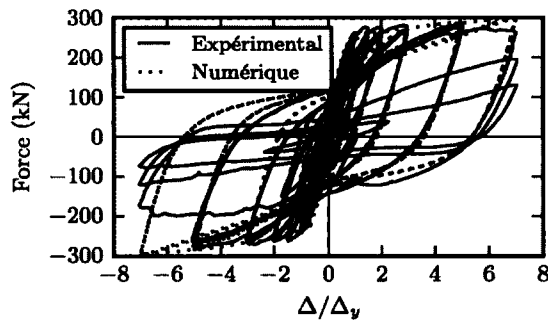
Figure 4.3 Comportement cyclique de l'acier et en cisaillement de la colonne Lehman 415



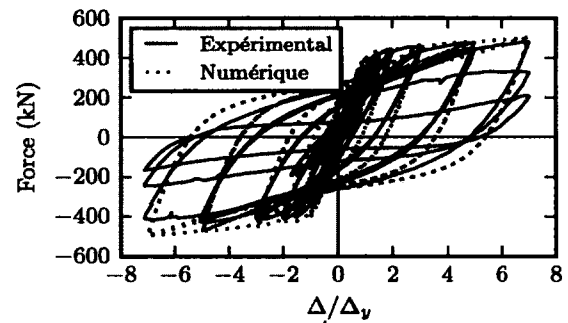
(a) Calderone 328



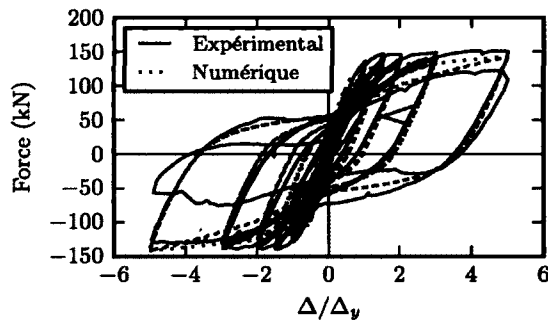
(b) Lehman 407



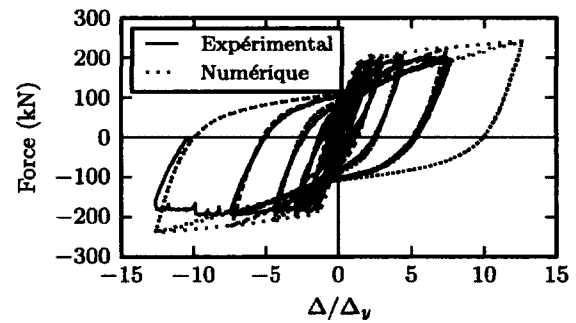
(c) Lehman 415



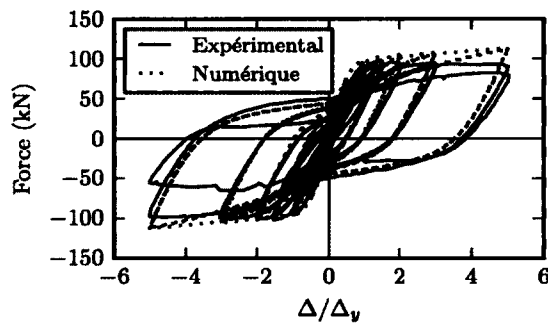
(d) Lehman 430



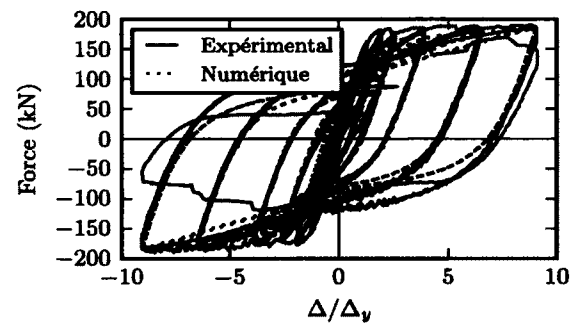
(e) Lehman 815



(f) Calderone 828



(g) Lehman 1015



(h) Calderone 1028

Figure 4.4 Réponse globale en force-déformation des piles de Lehman et Calderone

La colonne Lehman 407 est celle parmi le lot dont la réponse est la mieux prédite. En effet, l'erreur moyenne de toute la courbe hystérétique n'est que de 1,2%. De plus, pour la réponse des cycles situés entre 1,5 et 3,0, l'erreur sur la force avoisine 0,1%. D'après la figure 4.5, on constate que la courbe hystérétique numérique est inférieure à la courbe expérimentale jusqu'à des ductilités de 3,0. Au-delà de cette ductilité, l'erreur devient positive, donc la courbe numérique surestime la capacité de la pile. Cela s'explique par le fait que, lors de l'essai expérimental, il y a eu une rupture des barres longitudinales au cours du deuxième cycle allant jusqu'à une ductilité de 5,0. Une perte de capacité est alors observée. Or, le modèle numérique développé n'est pas en mesure d'ajuster la rigidité de la pile lorsqu'une rupture des barres longitudinales ou transversales survient. Donc, pour l'essai de la pile Lehman 407, la courbe hystérétique numérique est supérieure à la courbe hystérétique expérimentale lorsque les cycles excèdent une ductilité de 3,0.

L'essai réalisé sur la pile Lehman 415 illustre également la capacité du modèle à prédire la réponse hystérétique jusqu'à des ductilités élevées. En effet, selon la figure 4.5, une erreur moyenne sur la force de -1,4% est observée sur les cycles allant jusqu'à des ductilités de 5,0. Par contre, tout comme pour la pile Lehman 407, au-delà d'une ductilité de 5,0, une rupture de barres longitudinales et transversales survient, affectant ainsi la capacité de la pile. Tel que mentionné précédemment, le modèle numérique développé n'est pas en mesure de représenter la perte de capacité associée aux ruptures de barres. Ceci explique l'écart de 46,5% entre les forces numériques et expérimentales pour les cycles de ductilité supérieure à 5,0.

Pour des ductilités inférieures à 3,0, on remarque à partir de la figure 4.5, que certaines piles (Lehman 407, Lehman 415, Lehman 815, Lehman 1028) possèdent des erreurs sur la force négatives, donc sous-estiment la courbe hystérétique, tandis que les autres piles (Lehman 430, Lehman 1015, Calderone 328, Calderone 1028) ont une erreur sur la force positive. Or, l'erreur sur la force est positive pour toutes les piles lorsque la ductilité des cycles est supérieure à 3,0, sauf pour l'essai de Calderone 1028. Pour ce dernier essai, l'erreur sur la force s'accroît avec l'augmentation de la ductilité. En effet, celle-ci est de -1,0% lorsque la ductilité est inférieure à 1,5, de -6,9% pour les cycles ayant une ductilité comprise entre 1,5 et 3,0 et de -8,5% pour les cycles à ductilités supérieures. Par contre, les résultats de modélisation de [Berry et Eberhard, 2008] tendent à démontrer le même phénomène.

L'approximation de la rigidité est bonne pour l'ensemble des essais de validation à l'exception des piles Calderone 328 Lehman 430. Pour ces deux colonnes, la rigidité du modèle numérique est plus élevée que la rigidité réelle obtenue lors des essais expérimentaux.

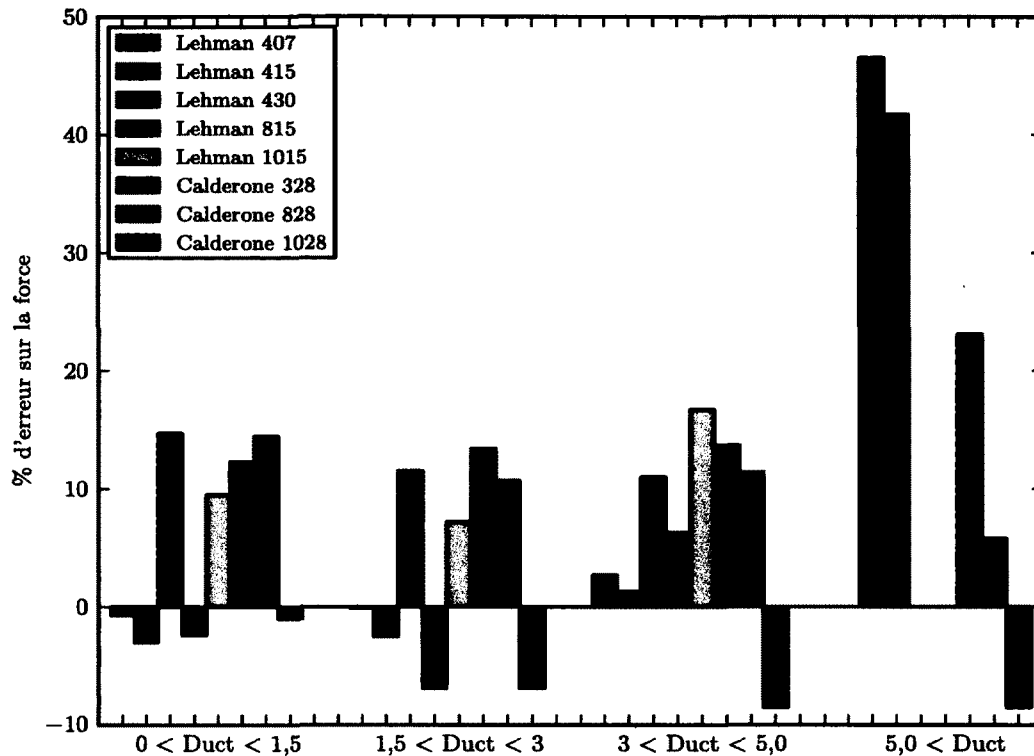


Figure 4.5 Erreur sur la prédiction du comportement global des piles de Lehman et Calderone

Donc, il est possible de conclure que le modèle numérique possède une bonne capacité de prédiction de la réponse globale d'une pile soumise à des chargements cycliques et incrémentaux.

4.2 Comportement local

Les niveaux d'endommagements locaux évalués par ces analyses sont la limite de linéarité du béton, la plastification des armatures longitudinales, la perte du recouvrement de béton, le flambement des armatures longitudinales, la rupture des barres transversales et longitudinales ainsi que la dégradation du noyau. Le point de la limite de linéarité du béton est examiné puisqu'il représente le premier état d'endommagement et établit la limite entre le niveau de performance pleinement opérationnel et opérationnel. Représentant la limite entre le niveau de performance opérationnel et opération retardée, la plastification des armatures longitudinales est également prise en compte dans l'évaluation de la ca-

pacité du modèle numérique à bien prédire le comportement des colonnes. La perte du recouvrement de béton est aussi considérée dans l'évaluation du comportement local étant donné que cet état limite définit le niveau de performance opération retardée. Finalement, tous les autres états d'endommagement nommés précédemment sont traités parce qu'ils ont des répercussions importantes sur la stabilité du pont, les réparations devant y être effectuées ainsi que les délais de fermeture. En outre, ils établissent la limite après laquelle le pont est considéré comme devant demeurer stable et ne pas s'effondrer.

4.2.1 Détermination théorique des points limites

Plusieurs travaux de recherches ont porté et portent encore actuellement sur la détermination des forces, des déplacements ou des déformations dans les éléments et matériaux à l'atteinte des différents états limites. L'instant où un état limite est atteint est nommé point limite. Les expressions théoriques proposées afin de prédire l'atteinte des différents points limites sont présentés sommairement dans ce qui suit puisqu'une description plus extensive de chaque état limite a été effectuée précédemment dans la revue de littérature.

Limite de linéarité du béton

Le comportement du béton est pratiquement linéaire jusqu'à environ 50% de la résistance du béton en compression. À ce stade, il y a formation de microfissures longitudinales à peine visible à l'oeil nu. Donc, l'état limite de linéarité du béton est considéré atteint lorsque le béton de recouvrement atteint une contrainte équivalente à $0,5f'_c$ [Paultre, 2011].

Plastification des armatures longitudinales

Dans la phase élastique, la déformation unitaire de l'acier ($\epsilon_s = \Delta_L/L$) est directement proportionnelle à la contrainte. La courbe représentant la phase élastique est une droite et la pente est définie par le module de Young (E_s). La plastification de l'acier survient lorsque ϵ_y est atteint. Selon la loi de Hooke, la déformation à la plastification est :

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (4.1)$$

Dans l'équation 4.1, le module d'élasticité (E_s) des barres d'armatures est de 200 000 MPa selon [CSA-S6-06, 2006] et f_y est la limite élastique spécifiée des barres d'armatures.

Perte du recouvrement de béton

Comme le recommande [Sheikh et Legeron, 2010] et [Kowalsky, 2000], lorsqu'aucune information sur la déformation à l'éclatement du recouvrement de béton n'est disponible, une déformation $\epsilon_c = -0,004$ est supposée à l'atteinte de l'état limite de perte du recouvrement.

Flambement des barres longitudinales

Le modèle de [Gomes et Appleton, 1997] permet de prédire le flambement des barres d'armatures. Ce modèle permet de prédire le flambement entre deux étriers adjacents (équation 4.2). Toutefois, comme il a été observé dans les essais de Lehman, le flambement peut survenir sur plusieurs étriers. Le modèle de Gomes et Appleton est donc limité dans la prédiction de l'initiation du flambement.

$$\epsilon_s = \left(\frac{1,2d}{2s} \right)^2 \quad (4.2)$$

Pour pallier à ce problème, [Berry et Eberhard, 2008] propose l'équation 4.3 permettant de prédire la déformation en tension de l'acier d'armature au moment du flambement des barres d'armatures longitudinales sur plusieurs étriers. Selon cette expression, la déformation en tension à l'apparition du flambement augmente avec le taux de confinement effectif ($\rho_s f_{yh} / f'_c$).

$$\epsilon_{s_{flambement}} = 0,045 + 0,25 \left(\frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \right) \quad (4.3)$$

Donc, l'état limite du flambement des barres d'armatures longitudinales est considéré comme étant atteint lorsque la valeur d'une des deux équations permettant de prédire le flambement des barres est atteinte.

Rupture des étriers

La déformation que peut atteindre la fibre la plus comprimée du noyau confiné est limitée par la rupture de l'armature transversale qui n'est plus en mesure d'appliquer la pression de confinement. Cette rupture peut être déterminée en égalant l'énergie de déformation de l'armature transversale à la rupture à l'augmentation de l'énergie emmagasinée dans le béton [Paultre, 2011]. [Paulay. T., 1992] propose la formule 4.4 afin de prédire une valeur de la déformation du béton à la rupture des étriers.

$$\epsilon_{ccu} = 0,004 + 1,4\rho_{sh}\epsilon_{su}\frac{f_{yh}}{f'_{cc}} \quad (4.4)$$

où ϵ_{su} est la déformation ultime de l'acier d'armature transversale, f_{yh} est la limite élastique de l'acier d'armature transversale, ρ_{sh} est le taux volumique d'armature de confinement et f'_{cc} est la résistance en compression du béton confiné. Toutefois, selon [M.J.N. Priestley, 1996], lorsque l'équation 4.4 est utilisée pour prédire la déformation du béton confiné à la rupture des barres d'armatures transversales des sections soumises à une charge combinée de compression et de flexion, le résultat de cette équation a tendance à être conservateur d'au moins 50% puisque l'équation 4.4 a été développée pour des charges de compression uniquement.

Une autre méthode de prédiction de la déformation du béton confiné à la rupture des étriers est celle de [Mander, 1984]. Cette méthode est également basée sur le bilan d'énergie à la rupture des barres transversales. Selon cette méthode, l'augmentation de l'énergie de déformation à la rupture, résultant du confinement (zone hachurée sur la figure 4.6), ne peut être fournie que par l'énergie de déformation de l'armature de confinement. En égalant l'énergie de déformation emmagasinée dans les barres d'armatures transversales (U_{sh}) à la différence d'énergie définie par les courbes contraintes-déformations du béton confiné (U_{cc}) et du béton non confiné (U_{co}) additionnées à l'énergie de déformation des barres longitudinales (U_{sc}), la contrainte de compression axiale du béton confiné correspondant à la rupture des étriers peut être calculée [Mander *et al.*, 1988]. L'équation 4.5 définit la méthode de prédiction de la déformation du béton confiné à la rupture des étriers de [Mander, 1984]

$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sc} - U_{co} \quad (4.5)$$

Pour la validation des résultats, la détermination de la déformation du béton confiné à la rupture des étriers est calculée avec la méthode de [Mander, 1984] en utilisant une déformation maximale minimum des barres d'armatures de 14% comme le recommande la norme [A615/A615M., 2003].

Rupture des barres longitudinales

Les déformations ultimes minimums des barres d'armature régulières se situent entre 6% et 12% [Paultre, 2011]. Une valeur sécuritaire de $\epsilon_s = 0,07$ est retenue afin de prédire l'atteinte de l'état limite à la rupture des barres longitudinales. Une déformation de 7% est

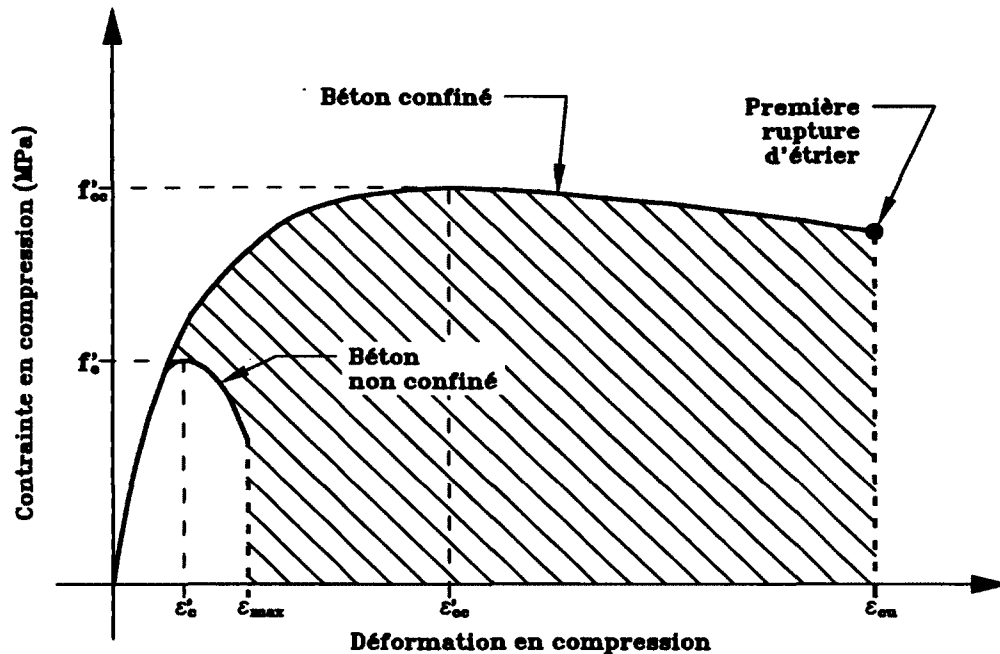


Figure 4.6 Courbes contraintes-déformations du béton confiné et non confiné à la rupture des étriers

également la déformation minimale à la rupture des barres selon la norme [A615/A615M., 2003].

Dégradation du noyau de béton confiné

Une dégradation du noyau de béton est supposée lorsque la contrainte dans le béton confiné atteint la déformation axiale post-pic du béton ϵ_{cc50} correspondant à une diminution de 50% de la contrainte maximale du béton confiné en compression comme le recommande [Hoshikuma *et al.*, 1997].

4.2.2 Comparaison des points limites analytiques aux résultats théoriques et expérimentaux

[Lehman et Moehle, 2000] fournissent les réponses en force-déplacement sur lesquelles sont inscrites les points limites et fournissent également les déformations dans les matériaux à l'atteinte des états limites. Dans un premier temps, ces déformations sont insérées dans la procédure de calcul permettant d'extraire les points limites à partir des résultats analytiques. Les points limites analytiques et expérimentaux sont par la suite comparés afin

de valider la capacité du modèle numérique à prédire le comportement local réel. Dans un deuxième temps, les déformations prédites dans les matériaux selon les expressions théoriques mentionnées aux sections précédentes sont insérées dans la procédure de calcul permettant d'extraire les points limites à partir des résultats analytiques. L'exercice de comparaison des résultats analytiques et expérimentaux est reconduit dans le but de valider l'exactitude des expressions théoriques.

Comparaison des points limites analytiques expérimentaux

Le comportement local est validé en comparant les déformations à l'atteinte des différents états limites fournies dans [Lehman et Moehle, 2000], [Calderone et Moehle, 2001] et [Lehman *et al.*, 2004]. Les figures 4.7 à 4.10 présentent les réponses analytiques et expérimentales en force-déplacement des huit essais sur lesquels la validation du modèle est effectuée. À noter que les points limites présents sur les courbes des figures 4.7 à 4.10 sont ceux pour lesquels une déformation ou un déplacement à l'atteinte des états limites était disponible.

Le tableau 4.3 présente les valeurs de déformation, de déplacement et de force à l'atteinte de chaque état limite présent sur les courbes des figures 4.7 à 4.10.

À partir du tableau 4.3, on remarque que l'atteinte de l'état limite de perte de recouvrement du béton est très bien prédite. En effet, le point limite a été atteint dans tous les cas et l'erreur moyenne sur la prédiction du déplacement n'est que de 17,7%. Dans trois cas, l'erreur sur la prédiction du déplacement est même sous la barre du 10%. Quant à la capacité du modèle à prédire le flambement des barres longitudinales, on remarque que le point limite de flambement est très bien prédit dans près de la moitié des cas. Effectivement, lorsque la déformation dans les barres d'armatures longitudinales donnée dans les rapports est atteinte, il n'y a qu'une erreur moyenne de 4,9% sur la prédiction du déplacement à l'atteinte du point limite de flambement. Par contre, cet état limite n'a pas été atteint pour quatre des huit colonnes à l'essai.

La rupture des barres longitudinales n'est pas très bien décrite avec les données expérimentales. En effet, aucune rupture de barre n'a été prédite en considérant la déformation ultime des barres d'armatures. La déformation ultime selon des essais de traction sur des coupons est de 13% pour les colonnes de Lehman et de 14% pour les colonnes de Calderone. Selon les résultats numériques, les déformations maximales observées varient de 7,5% à 12,7% pour les colonnes de Lehman et de 9,1% à 13,4% pour les colonnes de Calderone. On remarque qu'à 12,7% et 13,4%, les déformations ultimes maximums étaient très près d'être atteintes.

Tableau 4.3 Comparaison des valeurs de déformation, contrainte et déplacement des points limites obtenues par analyse avec les valeurs expérimentales

Colonne		Perte du recouvrement		Flambement des barres		Rupture des barres		Dégradation du noyau	
		Exp. ^a	Num. ^b	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.
407	Déformation	-0,006	-0,006	-0,027	-0,027	0,130	0,130	-0,021	-0,021
	Déplacement ^c	35,3	36,8	122,0	124,2	102,0	N/A ^d	127,0	97,5
	Force ^e	180,0	165,2	171,0	179,0	157,0	N/A	170,0	177,5
415	Déformation	-0,007	-0,007	-0,047	-0,047	0,130	0,130	-0,022	-0,022
	Déplacement	38,4	34,8	159,0	N/A	178,0	N/A	127,9	88,0
	Force	273,2	259,1	266,0	N/A	262,2	N/A	279,0	277,6
430	Déformation	-0,011	-0,011	-0,051	-0,051	0,130	0,130	-0,017	-0,017
	Déplacement	50,1	49,0	167,0	176,4	N/A	N/A	178,0	60,4
	Force	441,0	441,2	475,5	496,1	N/A	N/A	479,3	449,2
815	Déformation	-0,007	-0,007	-0,023	-0,023	0,130	0,130	-0,020	-0,020
	Déplacement	136,0	154,3	406,0	N/A	432,0	N/A	446,0	369,8
	Force	147,0	129,3	151,0	N/A	150,0	N/A	150,0	139,1
1015	Déformation	-0,004	-0,004	-0,042	-0,042	0,130	0,130	-0,029	-0,029
	Déplacement	192,0	143,9	601,5	N/A	638,0	N/A	638,0	N/A
	Force	96,9	98,1	92,3	N/A	90,0	N/A	90,0	N/A
328	Déformation	-0,006	-0,006	-0,057	-0,057	0,140	0,140	-0,010	-0,010
	Déplacement	30,2	21,8	126,0	117,0	132,0	N/A	71,0	25,1
	Force	522,0	528,6	552,0	632,4	548,0	N/A	552,0	546,0
828	Déformation	N/D ^f	N/D	N/D	N/D	0,140	0,140	N/D	N/D
	Déplacement	177,1	N/A	-597,0	N/A	439,0	N/A	445,0	N/A
	Force	188,0	N/A	-192,0	N/A	203,0	N/A	202,0	N/A
1028	Déformation	-0,004	-0,004	-0,038	-0,038	0,140	0,140	-0,018	-0,018
	Déplacement	254,0	147,5	889,0	N/A	N/A	N/A	889,0	440,1
	Force	176,5	153,8	182,5	N/A	N/A	N/A	186,5	171,5

^a Données expérimentales

^b Données numériques

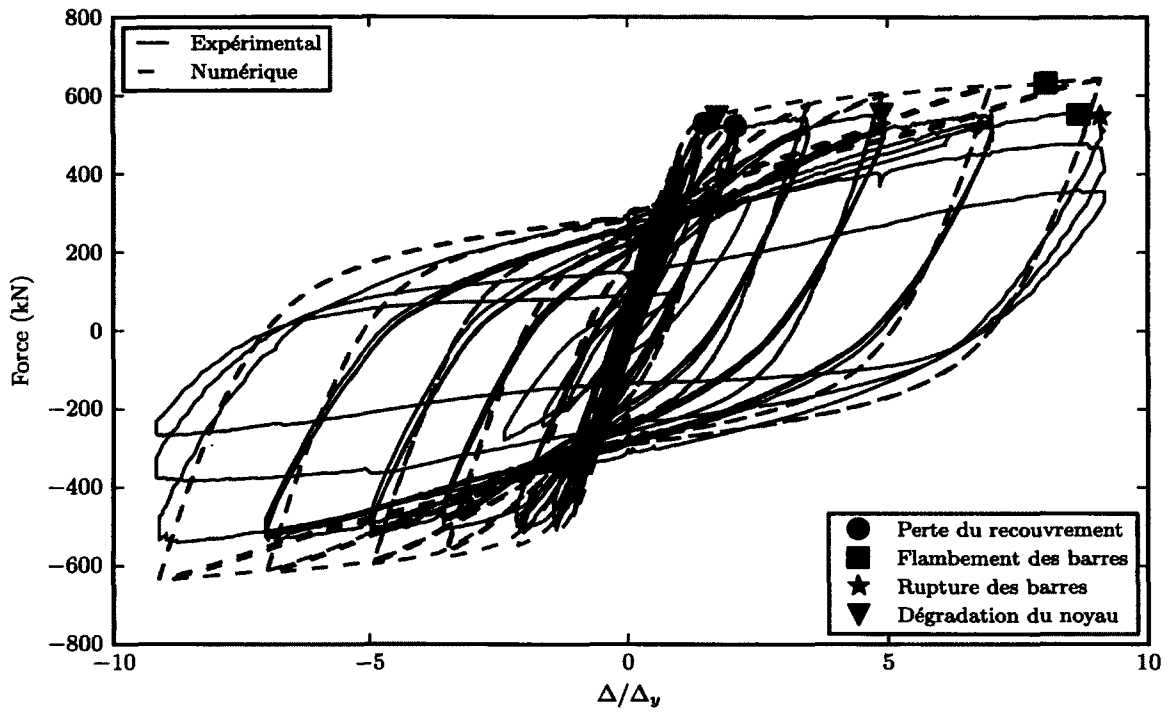
^c Déplacement en mm

^d État limite non atteint

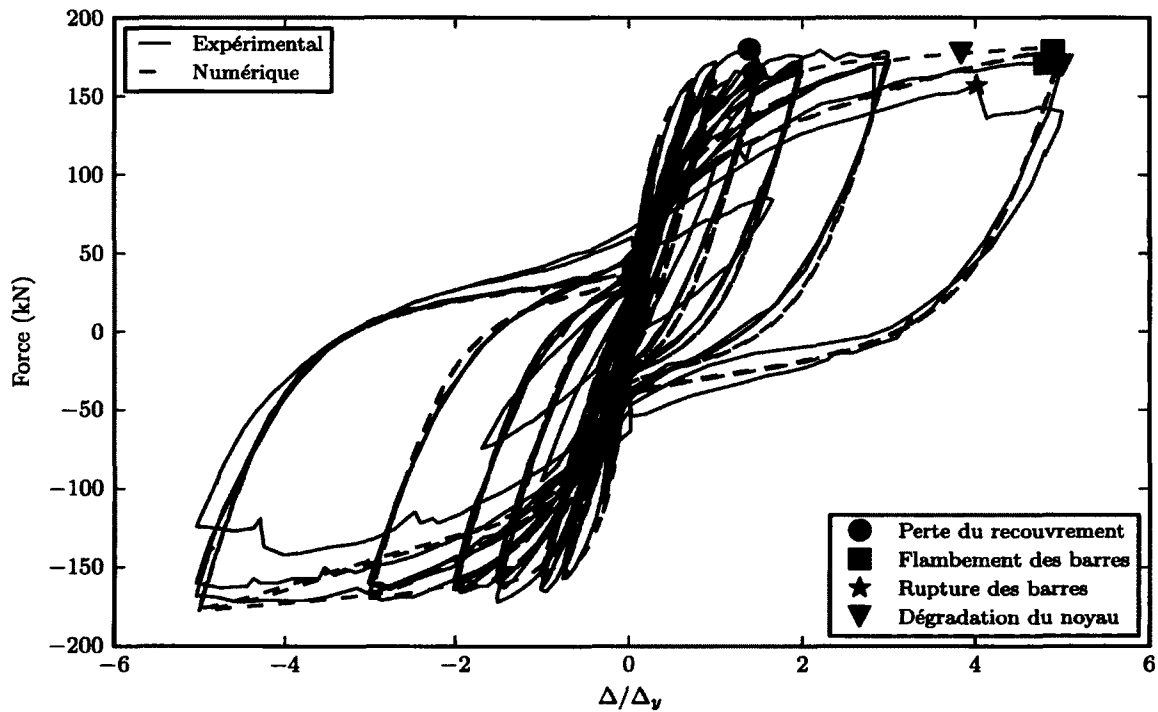
^e Force en kN

^f Donnée expérimentale non disponible

Enfin, l'état limite de dégradation du noyau a été atteint dans 75% des cas avec une précision moyenne. Effectivement, il y a une erreur moyenne de 42,1% sur la prédiction du déplacement à l'atteinte du point de dégradation du noyau de béton. De plus, lorsqu'il est atteint, le point limite numérique est toujours surestimé par rapport au point limite expérimental.

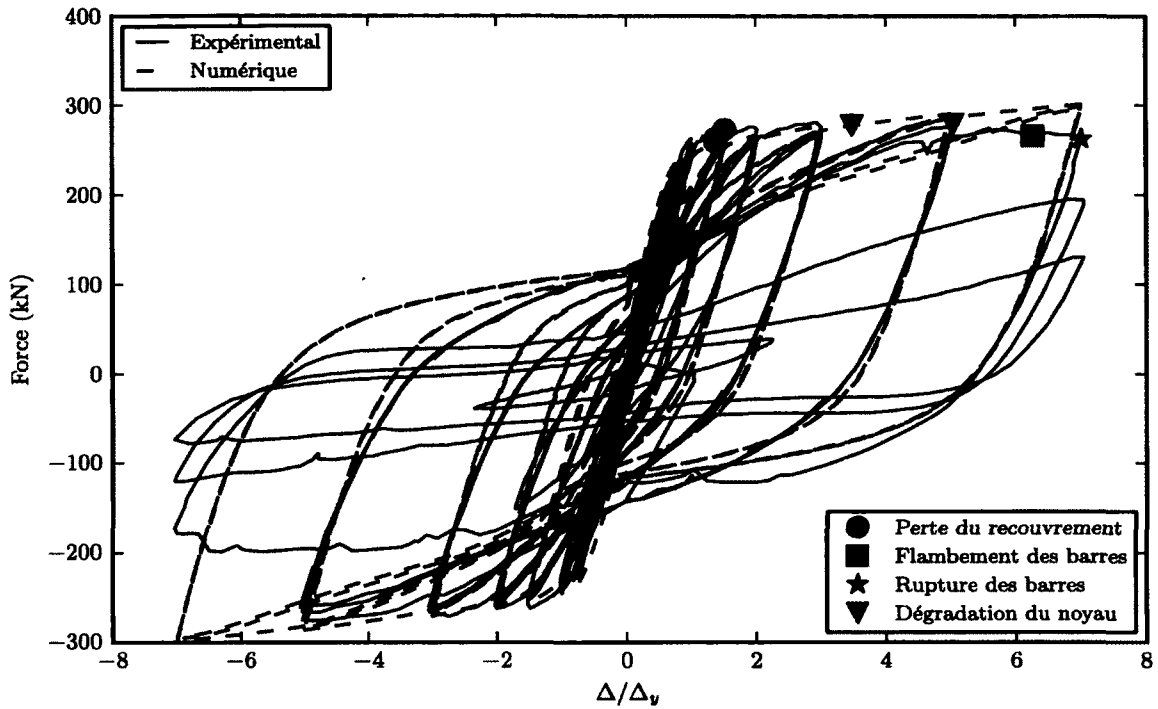


(a) Calderone 328

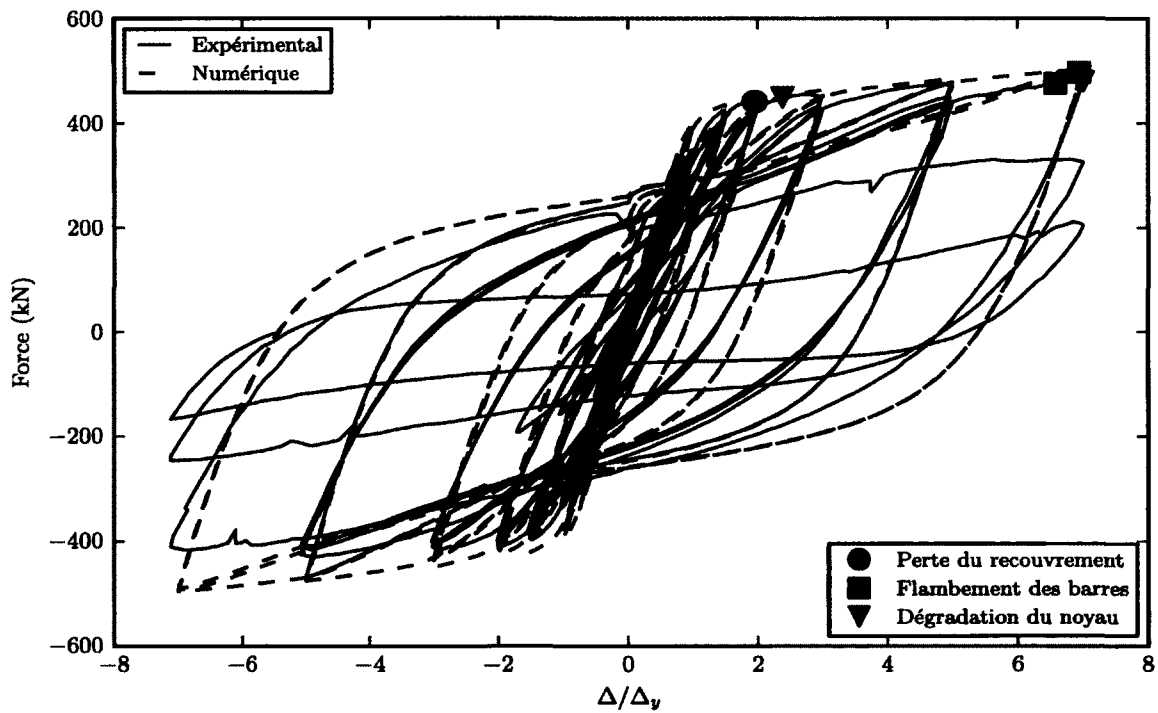


(b) Lehman 407

Figure 4.7 Réponse en force-déplacement des piles Calderone 328 et Lehman 407 (déformations limites expérimentales)

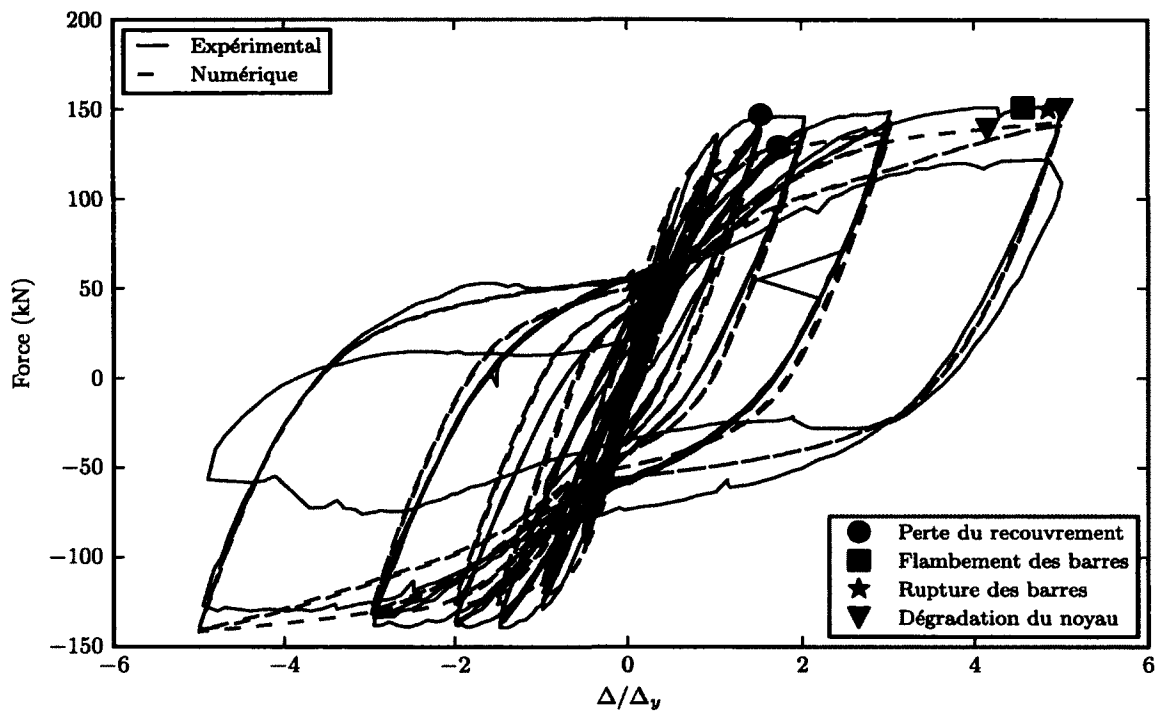


(a) Lehman 415

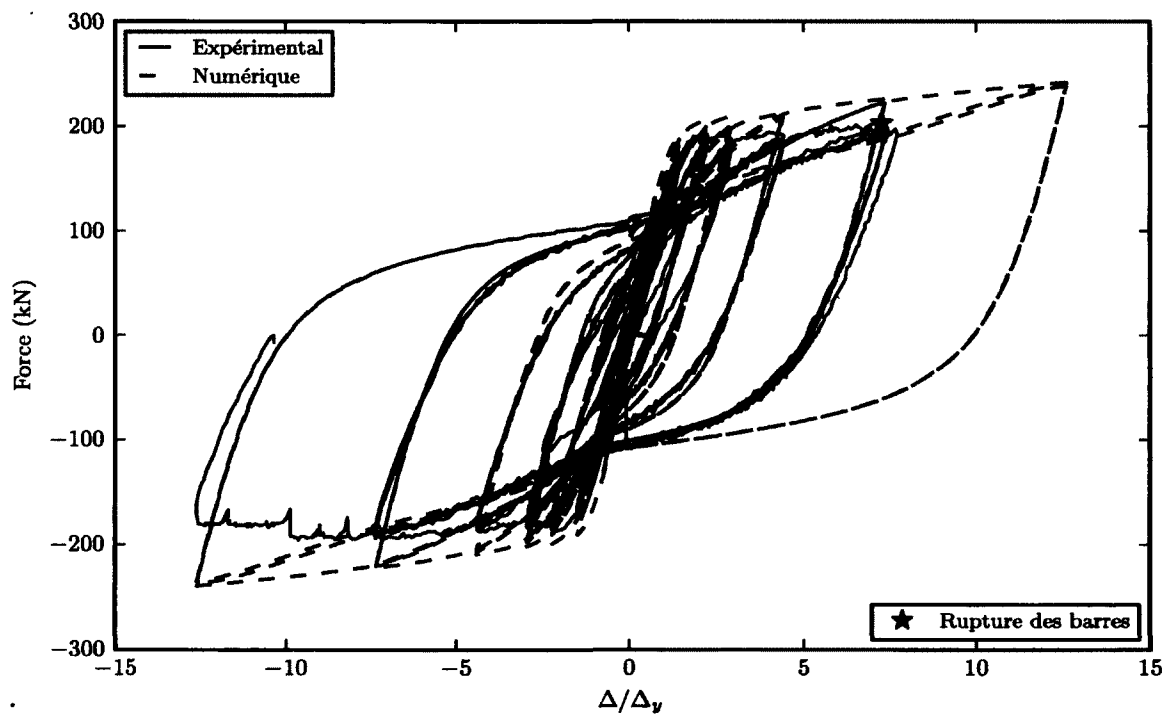


(b) Lehman 430

Figure 4.8 Réponse en force-déplacement des piles Lehman 415 et Lehman 430 (déformations limites expérimentales)

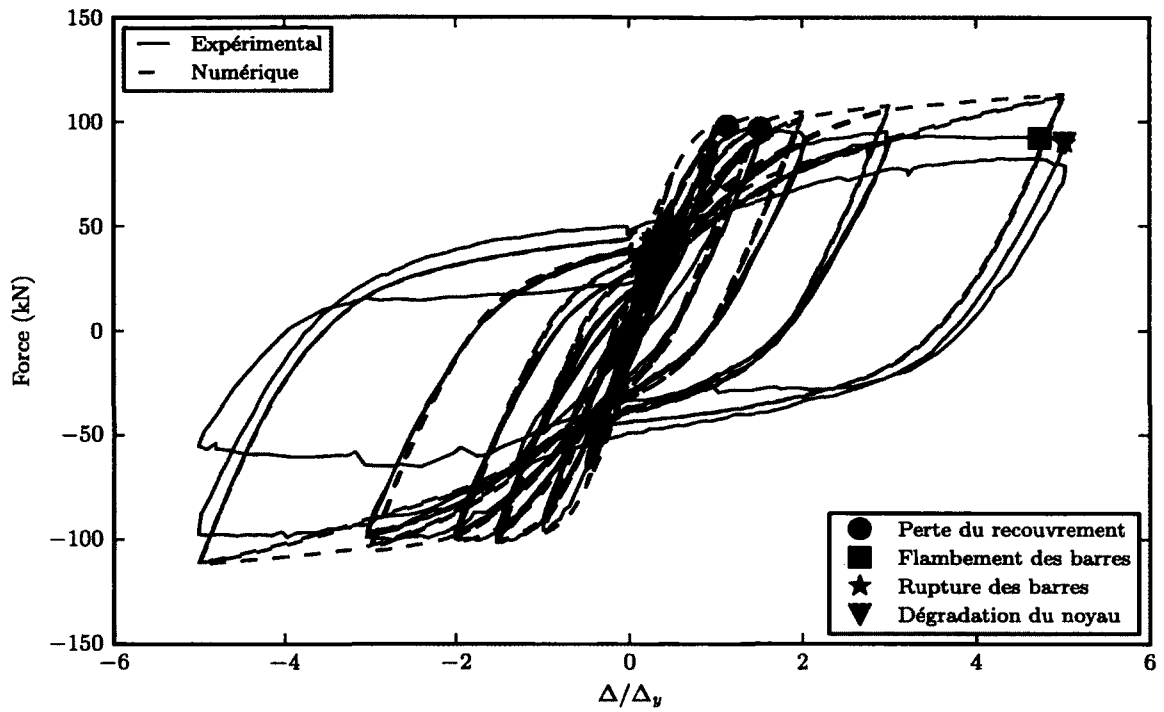


(a) Lehman 815

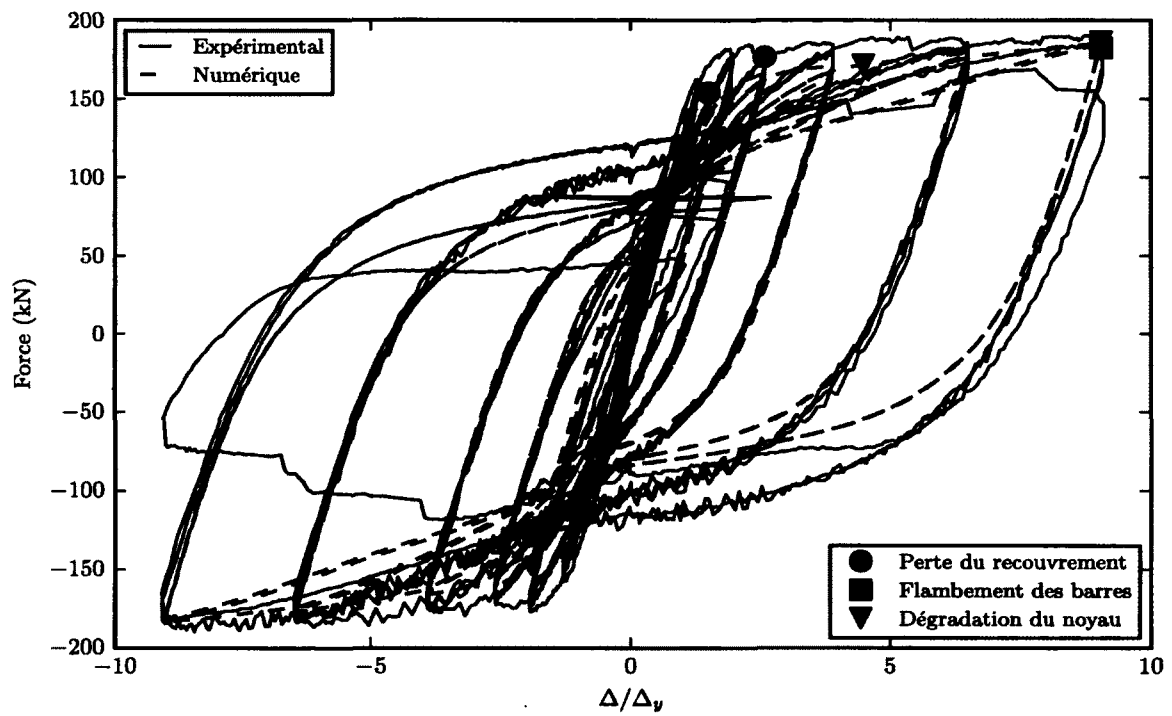


(b) Calderone 828

Figure 4.9 Réponse en force-déplacement des piles Lehman 815 et Calderone 828 (déformations limites expérimentales)



(a) Lehman 1015



(b) Calderone 1028

Figure 4.10 Réponse en force-déplacement des piles Lehman 1015 et Calderone 1028 (déformations limites expérimentales)

Comparaison des points limites analytiques théoriques

Le comportement local est également validé par la comparaison des déformations à l'atteinte des différents états limites données par les expressions théoriques aux points limites inscrits sur les réponses en force-déplacement fournies dans [Lehman et Moehle, 2000]. Les figures 4.11 à 4.14 présentent les réponses analytiques calculées selon les expressions théoriques et expérimentales en force-déplacement des huit colonnes de Lehman et Calderone.

La résistance à la compression du béton et la résistance élastique de l'acier utilisées dans le calcul des déformations dans les matériaux à l'atteinte des différents états limites sont les résistances réelles fournies dans [Lehman *et al.*, 2004]. Pour la résistance ultime des barres transversales, puisque les barres ont un diamètre de 6,4 mm, leur mode de fabrication induit une déformation ultime bien supérieure à la déformation minimale à la rupture prescrite par la norme [A615/A615M., 2003]. De plus, des essais de traction sur des coupons réalisés par [Lehman *et al.*, 2004] ont démontrés que la déformation ultime des barres transversales utilisées pour ces essais expérimentaux varie entre 13% et 14%. Donc, ces valeurs ont été utilisées dans le calcul de la déformation du béton confiné à l'atteinte de la rupture des étriers.

Le tableau 4.4 présente les valeurs de déformation, de déplacement et de force à l'atteinte de chaque état limite présent sur les courbes des figures 4.11 à 4.14.

Les figures 4.15 à 4.21 présentent la comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte des différents points limites.

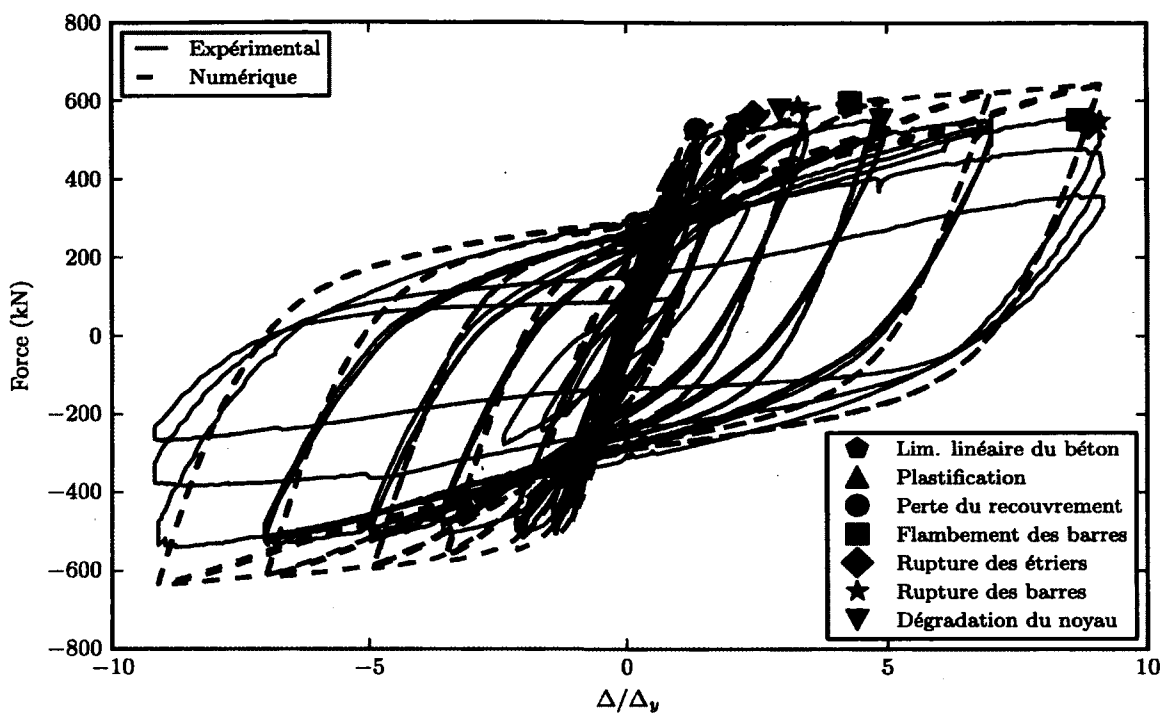
Dans l'ensemble, pratiquement tous les états limites sont bien prédits à l'exception d'un seul : la limite de linéarité du béton. Effectivement, on remarque que pour cet état limite, les points sont très éloignés de la droite des valeurs parfaites et qu'il n'y a aucune tendance d'alignement des points. La difficulté de prédiction de la non linéarité du béton est également confirmée par le coefficient de détermination (R^2) de 0,480.

À l'opposé, trois états limites sont très bien prédits, soit le début de la plastification, le flambement et de la rupture des barres d'armatures longitudinales. Pour ces trois états limites, les déplacements expérimentaux et numériques sont relativement semblables. Des coefficients de détermination de 0,993, 0,985 et 0,986 ont été obtenus, prouvant ainsi la capacité du modèle à bien prédire les déplacements à l'atteinte de ces points limites.

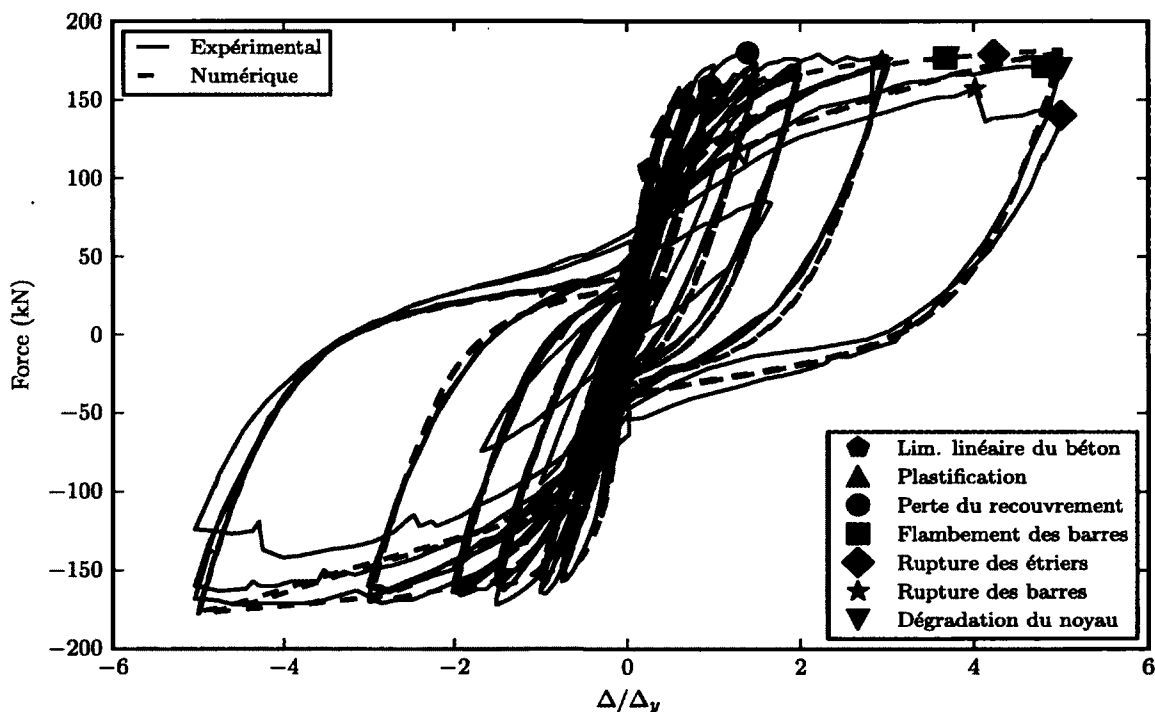
D'après les figures 4.17, 4.19 et 4.21, on remarque également une bonne prédiction des déplacements à l'atteinte des états limites de perte de recouvrement, de rupture des étriers et de dégradation du noyau. Toutefois, la précision de prédiction des déplacements est

moins importante pour ces états limites que ceux cités précédemment. Cette affirmation est appuyée par les valeurs des coefficients de détermination légèrement inférieures (0,892 à 0,936).

Finalement, selon les figures de comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte des différents états limites, il est possible de constater que le modèle prédit de façon sécuritaire les états d'endommagements puisque les points sont pratiquement tous sous la ligne pointillée représentant des déplacements expérimentaux et numériques égaux. Un seul état limite fait exception à la règle et c'est l'état limite de non-linéarité du béton. Or, la sous-estimation de cet état limite est moins critique que les autres états d'endommagement puisque la capacité structurale de la pile n'est pas affectée par la non-linéarité du béton, bien qu'une perte de raideur globale soit observée au niveau du comportement force-déplacement.

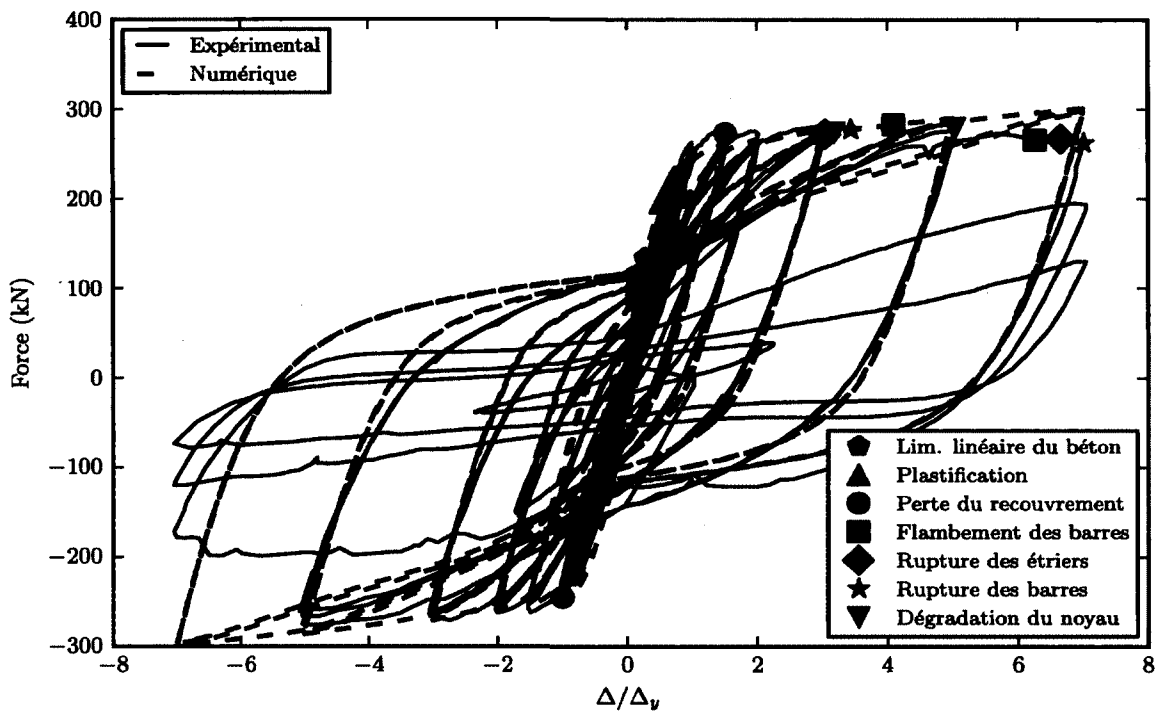


(a) Calderone 328

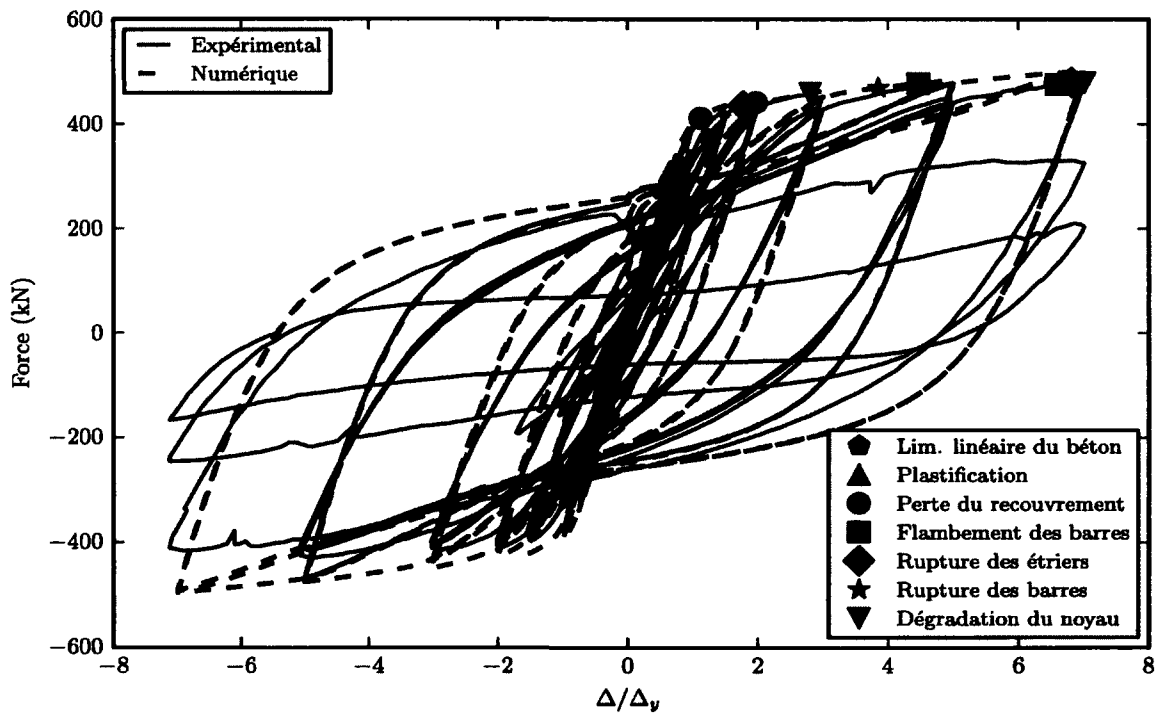


(b) Lehman 407

Figure 4.11 Réponse en force-déplacement des piles Calderone 328 et Lehman 407 (déformations limites théoriques)

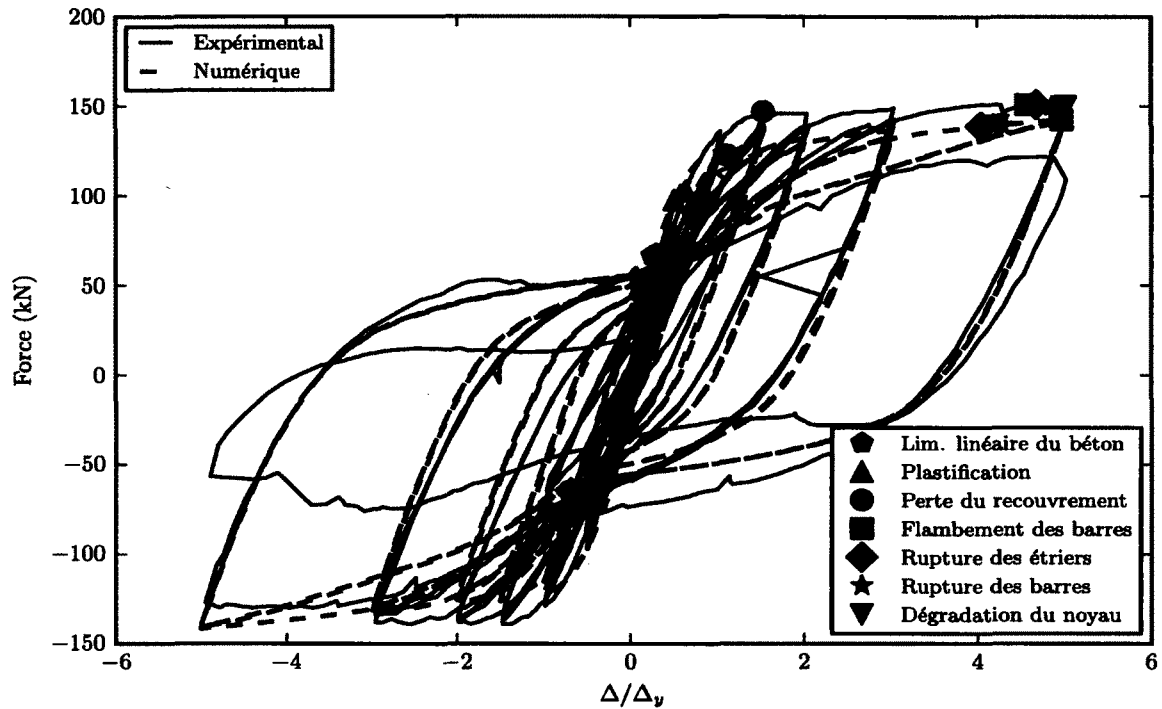


(a) Lehman 415

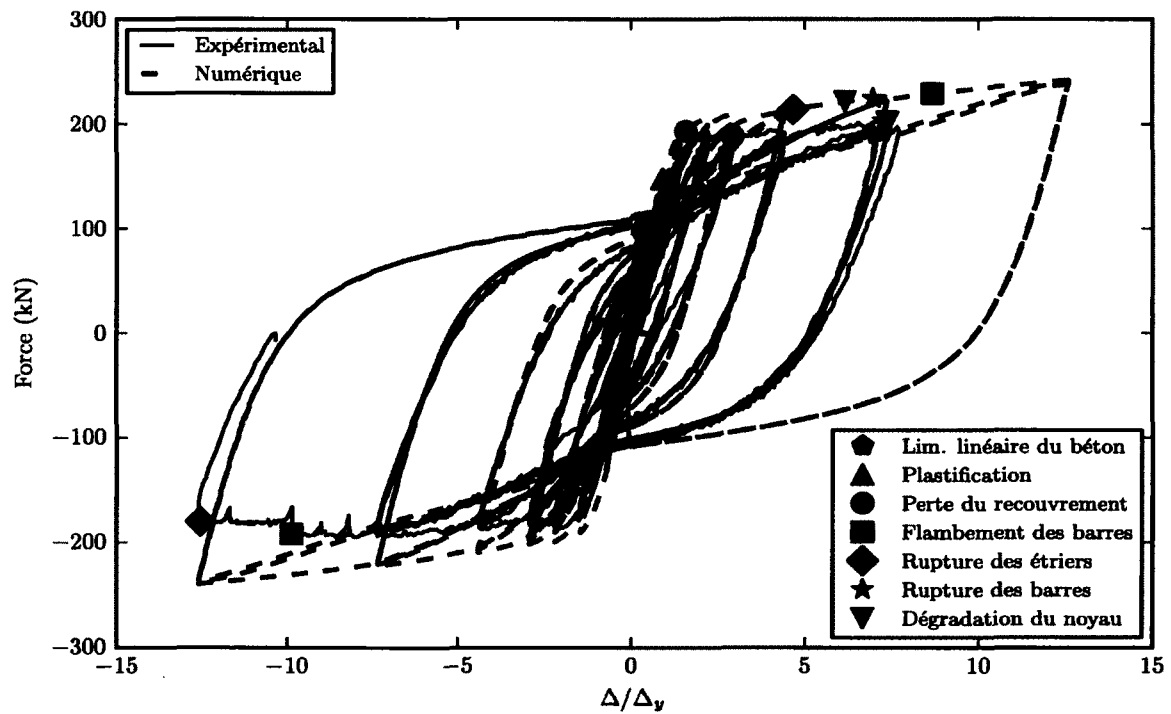


(b) Lehman 430

Figure 4.12 Réponse en force-déplacement des piles Lehman 415 et Lehman 430 (déformations limites théoriques)

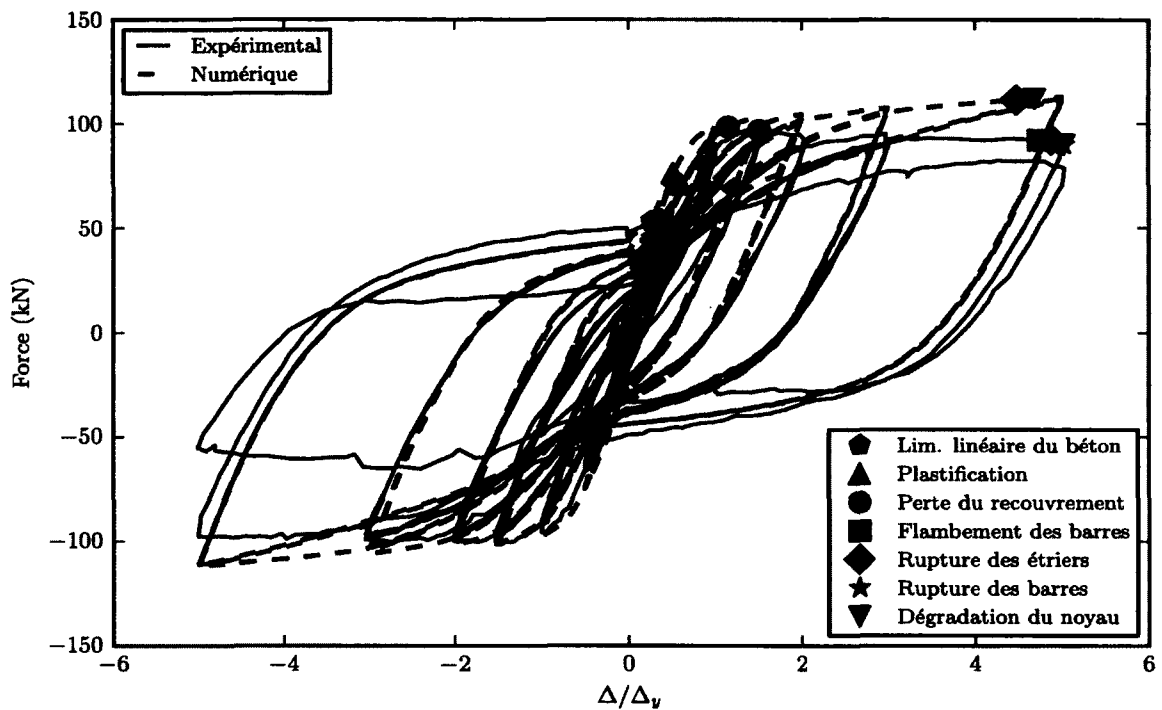


(a) Lehman 815

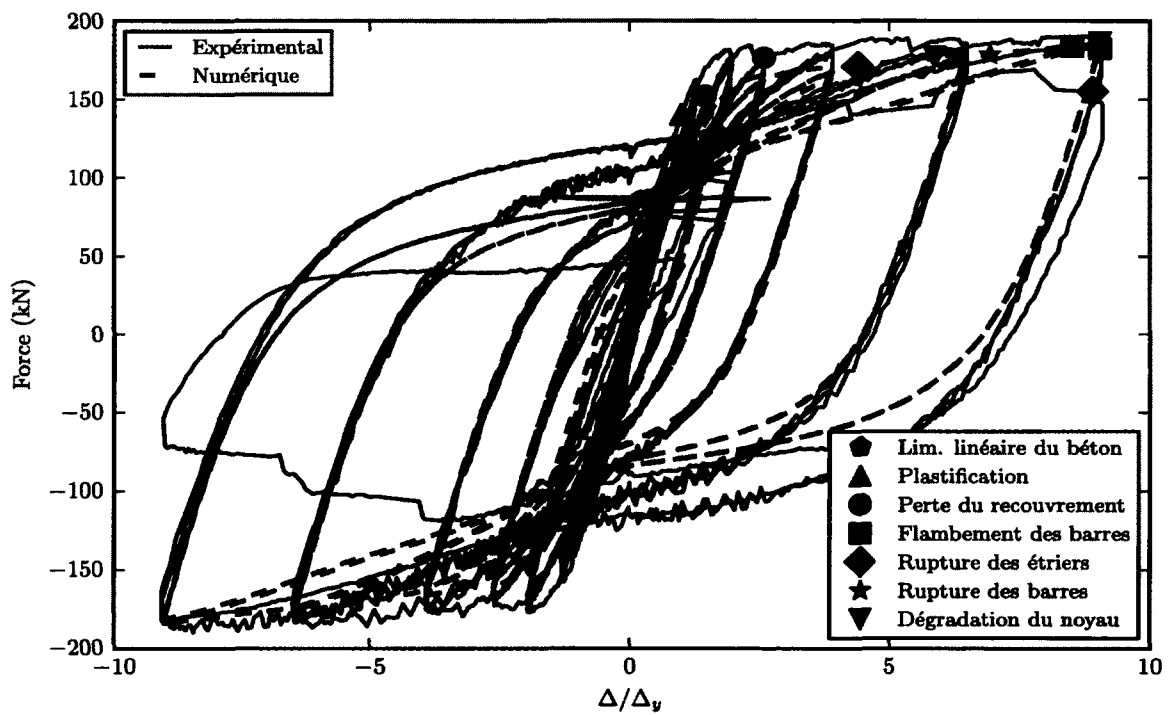


(b) Calderone 828

Figure 4.13 Réponse en force-déplacement des piles Lehman 815 et Calderone 828 (déformations limites théoriques)



(a) Lehman 1015



(b) Calderone 1028

Figure 4.14 Réponse en force-déplacement des piles Lehman 1015 et Calderone 1028 (déformations limites théoriques)

Tableau 4.4 Comparaison des valeurs de déformation, contrainte et déplacement des points limites obtenues par analyse avec les valeurs théoriques

Colonne	Limite de linéarité du béton		Plastification des barres		Perte du recouvrement		Flambement des barres		Rupture des étriers		Rupture des barres		Dégradation du noyau		
	Exp. ^a	Num. ^b	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	
407	Déformation	N/D ^c	-0,001	N/D	0,002	-0,006	-0,004	0,080	0,080	N/D	-0,021	0,130	0,070	-0,021	-0,020
	Déplacement ^d	6,5	6,4	15,2	10,4	35,3	24,2	122,0	93,3	127,0	97,9	102,0	74,5	127,0	94,3
	Force ^e	104,0	106,0	151,6	133,1	180,0	158,6	171,0	176,7	140,0	177,5	157,0	174,5	170,0	176,9
415	Déformation	N/D	-0,001	N/D	0,002	-0,007	-0,004	0,073	0,080	N/D	-0,017	0,130	0,070	-0,022	-0,020
	Déplacement	3,8	7,0	16,1	13,1	38,4	-25,3	159,0	104,0	169,0	70,2	178,0	87,1	127,9	80,5
	Force	90,0	133,9	211,0	195,3	273,2	-244,8	266,0	283,0	267,0	274,5	262,2	277,2	279,0	274,2
430	Déformation	N/D	-0,001	N/D	0,002	-0,011	-0,004	0,089	0,080	N/D	-0,011	0,130	0,070	-0,017	-0,021
	Déplacement	3,9	8,1	16,8	16,8	50,1	28,5	167,0	113,5	173,0	43,9	N/A ^f	97,7	178,0	70,6
	Force	104,0	177,5	278,0	309,5	441,0	410,8	475,5	477,4	479,5	430,4	N/A	468,9	479,3	458,9
815	Déformation	N/D	-0,001	N/D	0,002	-0,007	-0,004	0,083	0,080	N/D	-0,020	0,130	0,070	-0,020	-0,020
	Déplacement	20,8	22,4	56,6	44,3	136,0	98,4	406,0	441,5	416,0	359,6	432,0	380,2	446,0	376,0
	Force	54,5	66,6	102,9	97,8	147,0	122,6	151,0	142,6	151,0	138,6	150,0	139,6	150,0	139,4
1015	Déformation	N/D	-0,001	N/D	0,002	-0,004	-0,004	0,095	0,080	N/D	-0,020	0,130	0,070	-0,029	-0,020
	Déplacement	20,6	33,9	76,7	65,7	192,0	146,0	601,5	N/A	620,2	568,7	638,0	591,4	638,0	594,1
	Force	32,0	53,3	71,0	76,2	96,9	98,4	92,3	N/A	92,3	111,5	90,0	112,1	90,0	112,1
328	Déformation	N/D	-0,001	N/D	0,002	-0,006	-0,004	0,086	0,085	N/D	-0,017	0,140	0,070	-0,010	-0,023
	Déplacement	2,1	7,0	13,0	11,7	30,2	19,5	126,0	62,4	129,0	35,4	132,0	48,1	71,0	42,8
	Force	147,0	265,9	416,0	398,1	522,0	527,9	552,0	596,3	541,0	562,5	548,0	586,4	552,0	578,1
828	Déformation	N/D	-0,001	N/D	0,002	N/D	-0,004	N/D	0,085	N/D	-0,029	0,140	0,070	N/D	-0,023
	Déplacement	15,0	29,5	59,4	52,9	177,1	96,0	-597,0	524,8	-759,0	436,1	439,0	420,5	445,0	370,8
	Force	55,0	99,2	137,0	147,2	188,0	192,8	-192,0	229,2	-180,0	221,7	203,0	224,4	202,0	221,1
1028	Déformation	N/D	-0,001	N/D	0,002	-0,004	-0,004	0,098	0,085	N/D	-0,029	0,140	0,070	-0,018	-0,023
	Déplacement	11,0	44,6	97,5	80,4	254,0	142,3	889,0	836,8	875,0	692,8	N/A	682,0	889,0	576,2
	Force	53,0	79,5	140,5	118,0	176,5	152,1	182,5	183,9	155,0	179,0	N/A	178,6	186,5	177,1

^a Données expérimentales^b Données numériques^c Donnée expérimentale non disponible^d Déplacement en mm^e Force en kN^f État limite non atteint

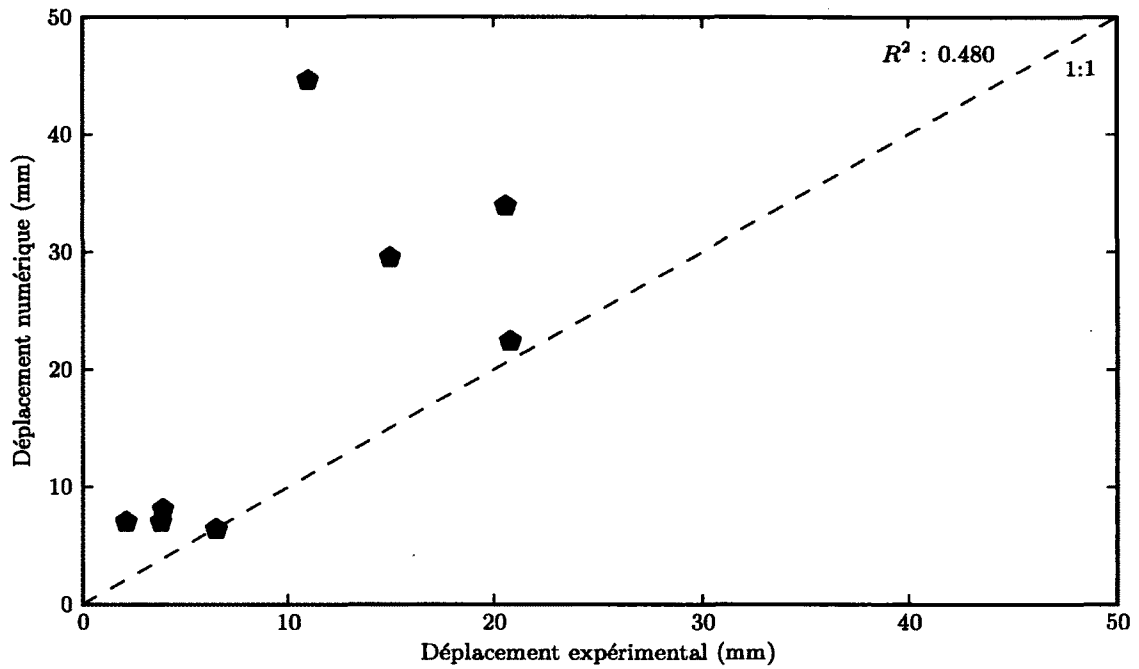


Figure 4.15 Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de linéarité du béton

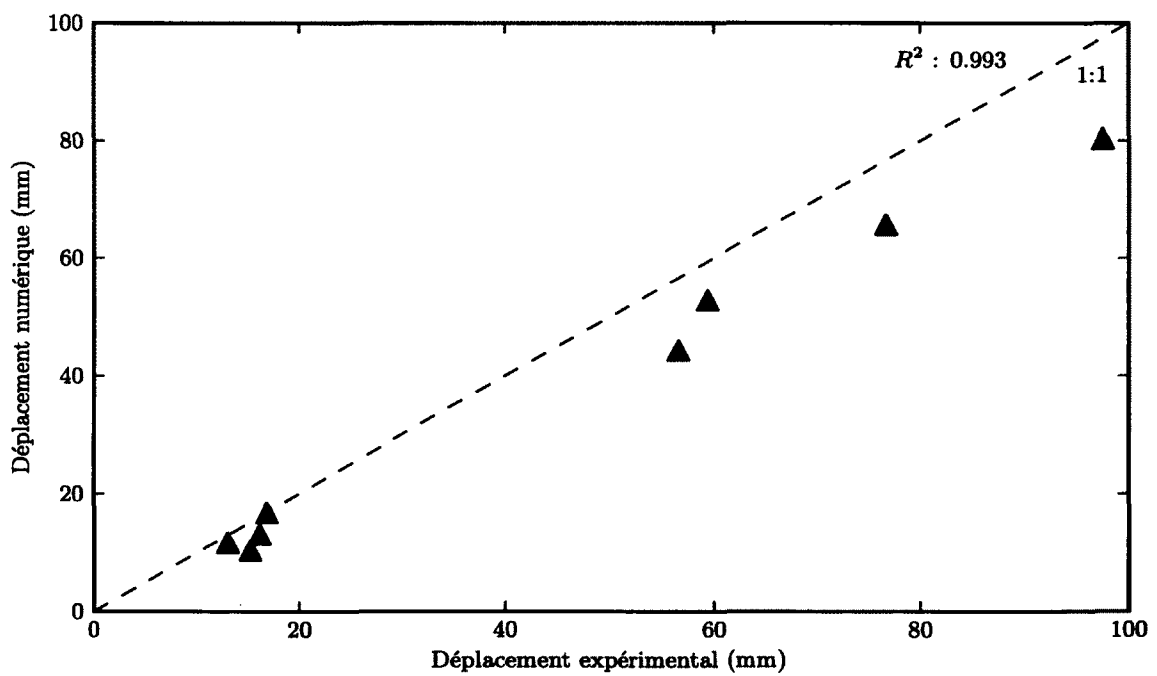


Figure 4.16 Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de la plastification des barres longitudinales

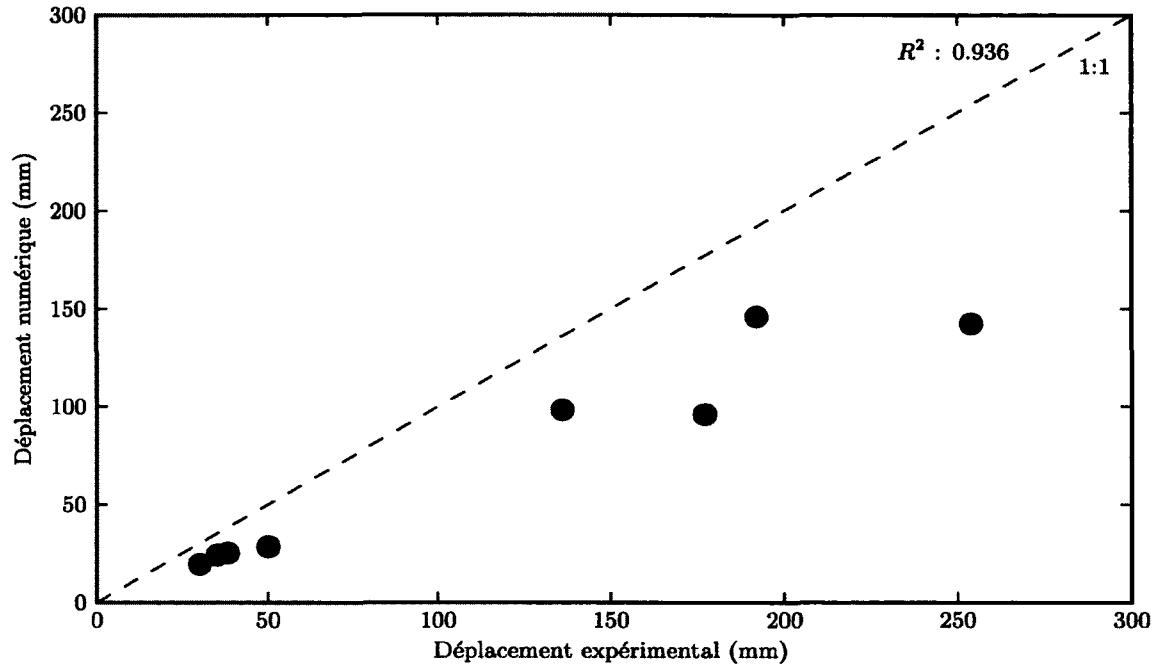


Figure 4.17 Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de perte du recouvrement de béton

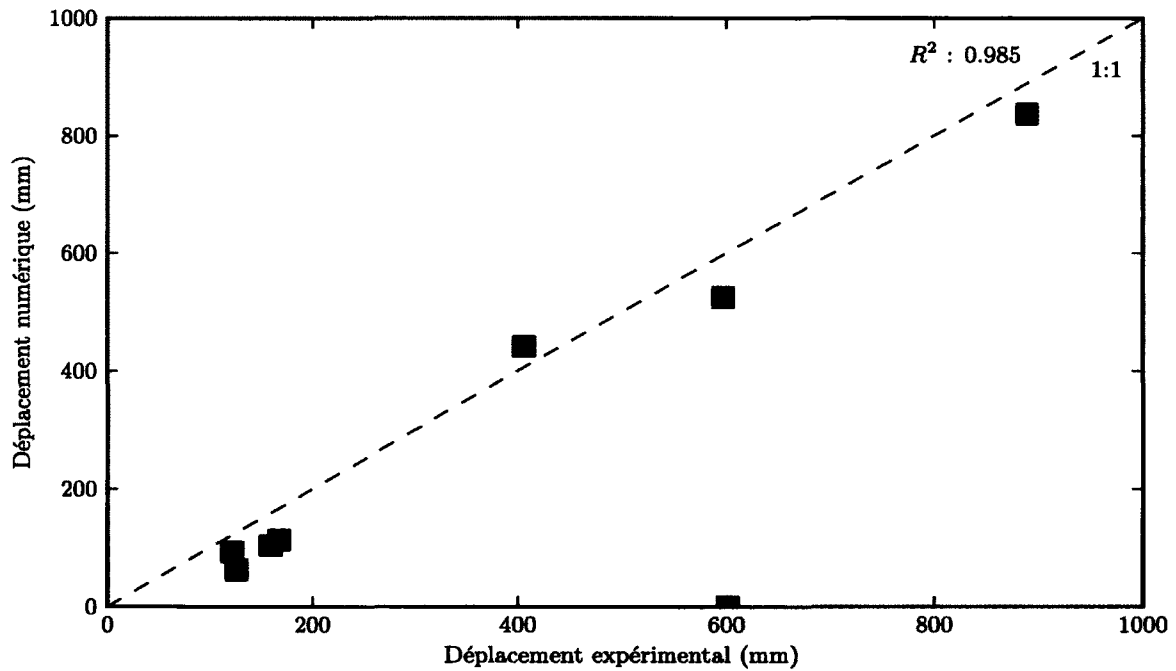


Figure 4.18 Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite du flambement des barres longitudinales

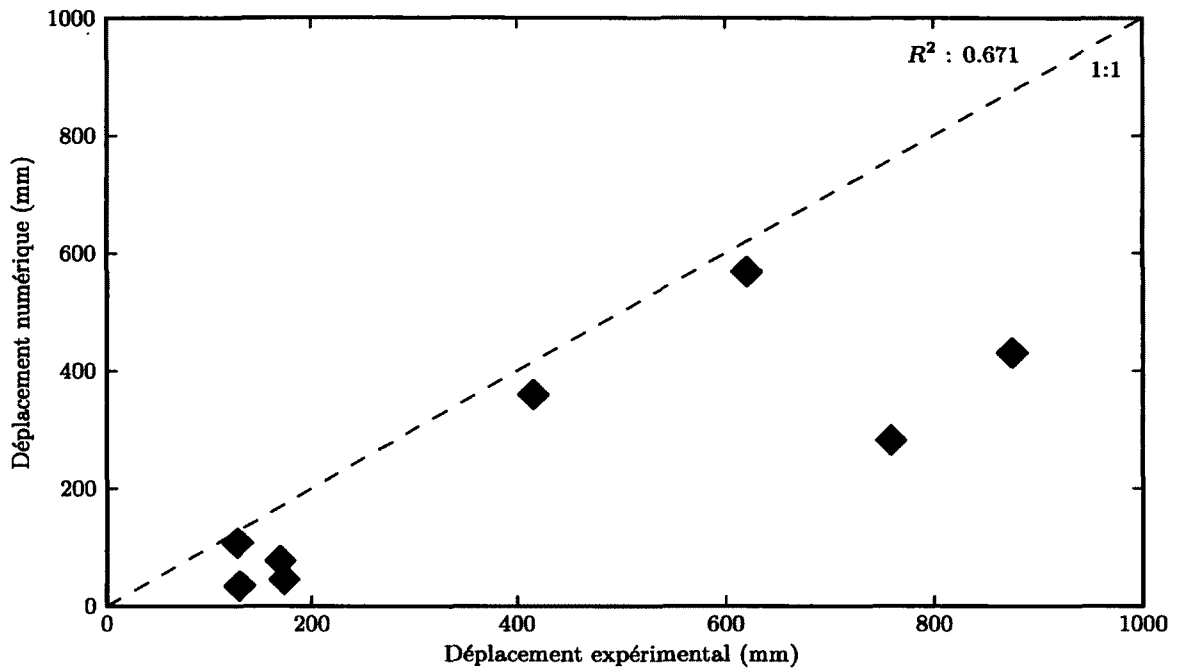


Figure 4.19 Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de rupture des étriers

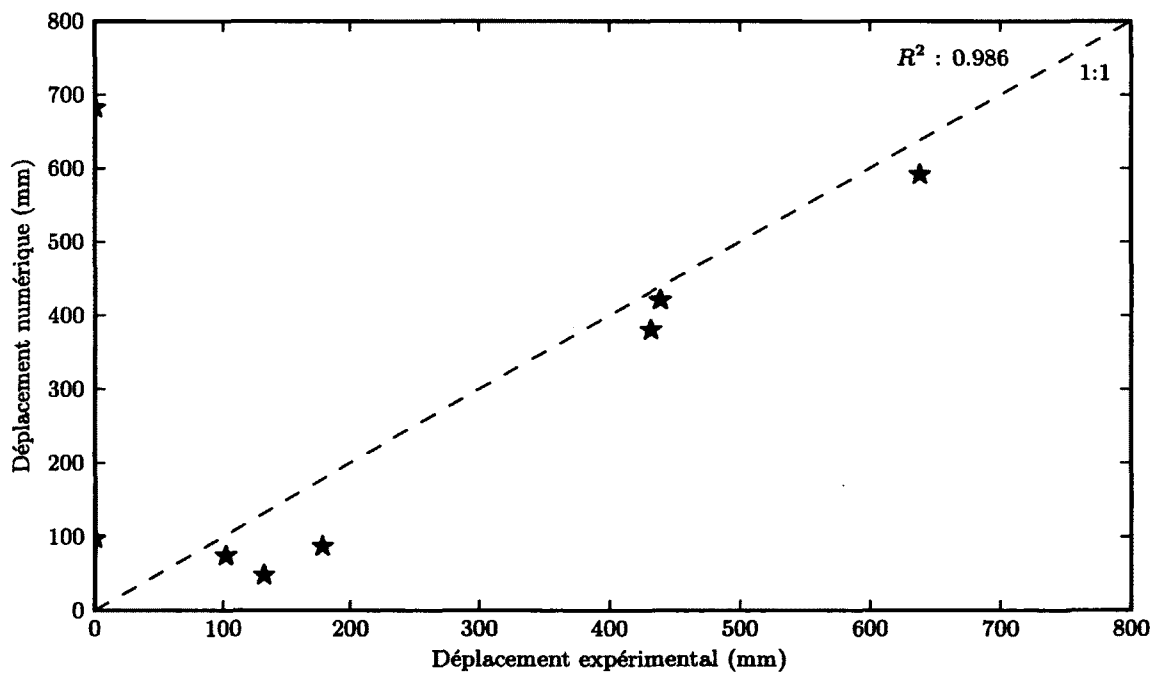


Figure 4.20 Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de rupture des barres longitudinales

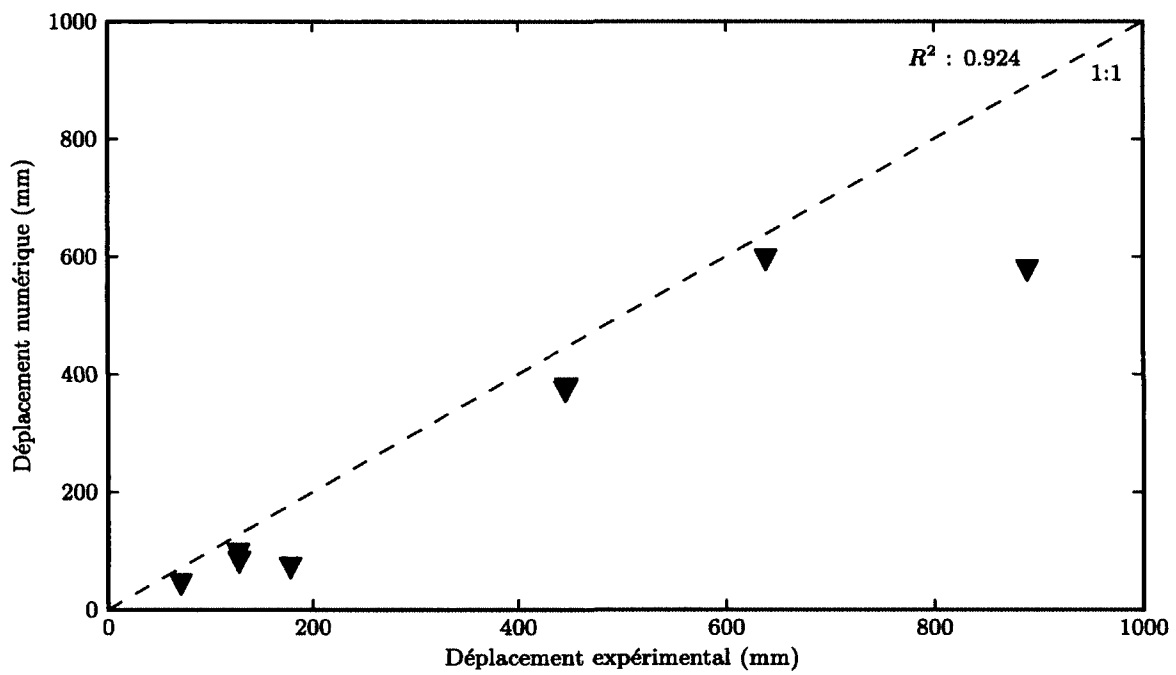


Figure 4.21 Comparaison des déplacements expérimentaux et numériques à l'atteinte de l'état limite de dégradation du noyau de béton

CHAPITRE 5

ÉTUDE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS

Cette section a pour objectif d'étudier la performance sismique des ponts conçus selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers, en utilisant la méthode de modélisation numérique décrite dans la section précédente. Les ponts considérés ici ne sont soutenus que par des piliers uniques, et donc les performances sismiques dépendent seulement du comportement inélastique des piliers du pont. Dans de tels cas, la performance sismique des piliers de ponts peut représenter le comportement sismique des ponts.

5.1 Pilier type

La performance sismique des piliers de pont est principalement liée à la période naturelle des piles, au rapport d'élanement (rapport L/D , où L est la hauteur effective et D est le diamètre du pilier), au niveau de charge axiale ($P_f/A_g f'_c$, où P_f est la charge axiale, f'_c est la résistance à la compression du béton et A_g est l'aire brute de la section transversale de la pile) ainsi qu'au taux d'armature longitudinal (ρ_s). Donc, des piliers types des ponts courants au Canada sont déterminés afin d'en évaluer la performance sismique.

5.1.1 Géométrie

L'évaluation de performance sismique est effectuée sur des piles circulaires uniques de différents diamètres et ayant plusieurs rapports d'élanement. Dans l'optique de couvrir l'ensemble des piles de ponts typiques du Canada, 3 diamètres de pile (1 m, 2 m et 3 m) ainsi que 3 rapports L/D sont retenus ($L/D = 3, 5$ et 8).

Puisque la norme [CSA-S6-06, 2006] mentionne qu'un élément d'appui vertical est considéré comme un poteau si et seulement si sa hauteur libre par rapport à sa dimension maximale en plan est égale ou supérieure à 2,5, un rapport d'élanement minimum de 3 est retenu. Un rapport L/D de 8 est établi comme limite supérieure pour les analyses étant donné que, au-delà de ce rapport d'élanement, il devient généralement plus économique d'augmenter le diamètre de la pile que d'en augmenter le taux d'armature. Finalement,

un rapport d'élançement intermédiaire de 5 est retenue afin d'observer l'effet du paramètre L/D .

Pour toutes les piles, l'épaisseur d'enrobage de l'armature est établie à 75 mm comme le recommande la norme [CSA-S6-06, 2006] et le [MTQ, 2013].

5.1.2 Matériaux

Toute modélisation numérique débute par la détermination de la résistance caractéristique de chacun des matériaux. La sélection des paramètres de résistance des matériaux est effectuée en respectant la norme [CSA-S6-06, 2006] ainsi que les prescriptions des différentes provinces et territoires du Canada.

Béton

La norme [CSA-S6-06, 2006] mentionne que la résistance minimum à la compression du béton des piliers de pontes ne doit pas être inférieure à 30 MPa pour des fins de durabilité. Suivant cette prescription, un béton dont la résistance à la compression à 28 jours est de 35 MPa est utilisé pour les analyses. Une idéalisation de la courbe contrainte-déformation du béton en compression est présentée à la figure 5.1.

Acier

Une nuance d'acier 400W est considérée pour les barres d'armatures comme typiquement utilisée au Canada. La résistance élastique, f_y , de cette nuance d'acier est de 400 MPa et le module de Young est de 200 000 MPa.

La déformation ultime des barres longitudinales varie en fonction de leur diamètre. La norme [ASTM A615, 2003] mentionne que la déformation ultime est de 9% pour les barres 10M, 15M et 20M, de 8% pour les barres 25M et de 7% pour les barres 30M, 35M, 45M et 55M. Une valeur constante de $\epsilon_s = 0,07$ est retenue afin de prédire la rupture des barres longitudinales. La courbe contrainte-déformation des barres d'armature longitudinale est présentée à la figure 5.1.

Puisque les barres d'armatures transversales ne sont pas soumises à un chargement cyclique, mais demeurent toujours en traction, la norme [CAN/CSA-G30.18-M92, 2007] précise que la déformation ultime minimum de l'acier est de 13% pour des barres 25M et moins tandis que la norme [ASTM A706, 2009] mentionne que la déformation ultime minimum de l'acier est de 14% pour des barres 20M et moins.

Toutefois, une déformation ultime de 13% représente une valeur basse de ce qui est rencontré en pratique. Par conséquent, une déformation ultime des armatures transversales est prise égale à 14% dans cette étude.

5.1.3 Dimensionnement de l'armature

Selon plusieurs études, les taux de renforcement longitudinal et transversal sont des paramètres influençant grandement la performance sismique des piles de ponts. Pour cette raison, les exigences des codes en place restreignent les plages des taux de renforcement.

Armature longitudinale

Dans la zone de rotule plastique, selon la norme [CSA-S6-06, 2006], l'aire de l'armature longitudinale ne doit pas être inférieure à 0,008 ni supérieure à 0,06 fois l'aire de la section brute (A_g) du poteau. La limite inférieure sur le renforcement du pilier reflète la préoccupation de l'effet des déformations qui se forment dans le temps (fluage, relaxation et retrait) ainsi que le désir d'éviter une trop grande différence entre le point d'apparition de la fissuration en flexion et des déformations inélastiques. Le rapport maximum de

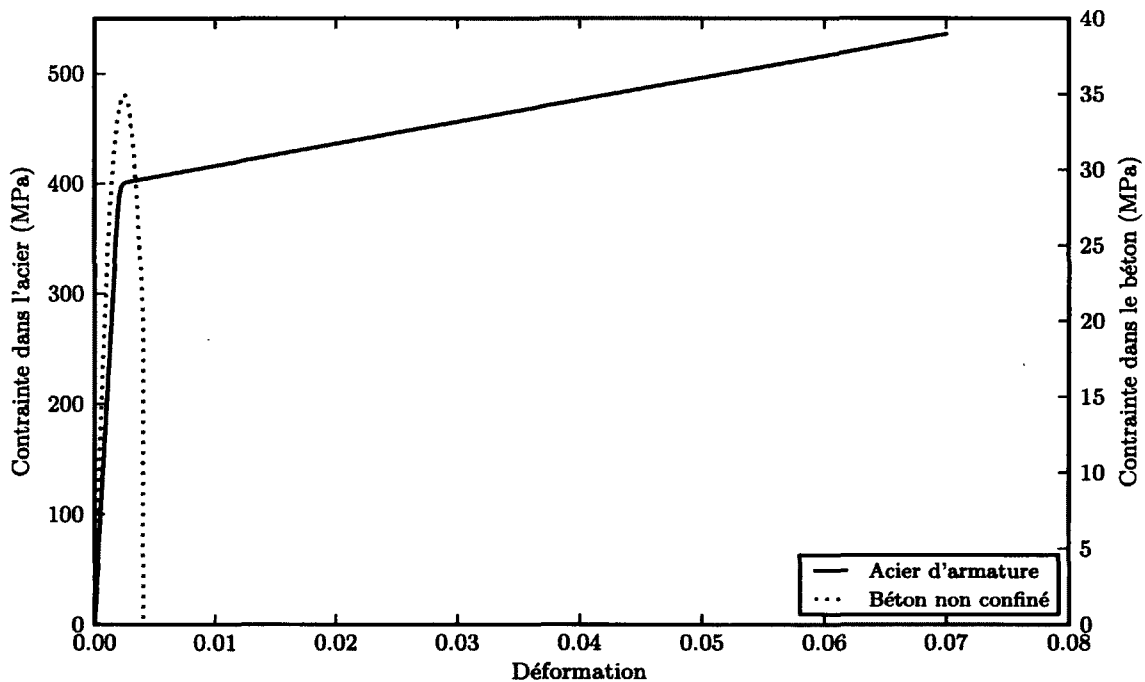


Figure 5.1 Courbe contrainte-déformation en valeur absolue du béton non confiné et de l'acier des piliers types

6% est prescrit afin d'éviter une congestion de l'armature, une fissuration de retrait trop étendue et pour permettre un ancrage adéquat de l'armature longitudinale. Donc, suivant ces restrictions, 4 différents taux d'armature longitudinale sont analysés lors de l'étude paramétrique, soit 0,8%, 1,25%, 2,50% et 5,00%.

Le choix du nombre, du diamètre et du positionnement des barres longitudinales est effectué selon la norme canadienne sur le calcul des ponts routiers, tout en essayant d'optimiser l'espacement entre les barres, soit en visant l'espacement maximum permis de 200 mm. L'espacement maximum de 200 mm est fixé par la norme [CSA-S6-06, 2006] afin de permettre un confinement adéquat de la base de la pile. Lorsque le nombre de barres longitudinales devient trop important et ne respecte plus les espacements minimums, un lit de barre est ajouté, augmentant par le fait même l'espacement entre les barres. Le tableau A.1 à l'annexe A présente, pour chaque pile de l'étude paramétrique, la quantité, le diamètre et le nombre de lits de barres d'armatures longitudinales utilisés.

Armature transversale

L'armature transversale est un élément primordial dans la zone de rotule plastique. Ainsi, plusieurs restrictions au niveau de la quantité d'armatures horizontales nécessaire sont données dans la norme [CSA-S6-06, 2006]. Tout d'abord, un taux d'armature minimum pour les éléments en compression est prescrit afin de fournir un confinement adéquat à la pile. L'équation 5.1 présente le taux d'armature transversale minimum tout le long de la pile. Ce ratio d'armature est en accord avec le fait que les piliers de pont qui sont soumis à une faible contrainte axiale nécessitent moins de renforcement transversal que leurs homologues plus lourdement chargés [Priestley et Park, 1987].

$$\rho_s = 0,45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} \left[0,5 + 1,25 \frac{P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \quad (5.1)$$

La norme canadienne précise également un taux d'armature de confinement minimum à l'intérieur de la rotule plastique afin de permettre une plus grande ductilité de la section, mais également de s'assurer que la charge axiale portée par la colonne après l'éclatement de l'enrobage de béton est au moins égale à la charge portée avant la perte du recouvrement de béton. Dans le cas des poteaux circulaires, le taux d'armature transversale, dans la zone de rotule plastique, ne doit être inférieur à la valeur de l'équation 5.2 :

$$\rho_s = 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \left[0,5 + 1,25 \frac{1,25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \quad (5.2)$$

où

$$\left[0,5 + 1,25 \frac{1,25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \geq 1,0 \quad (5.3)$$

Les armatures transversales situées dans la zone de rotule plastique doivent également être capables de retenir les armatures longitudinales en compression contre le flambement. Deux modes possibles de flambement doivent être pris en considération, soit le flambement des barres longitudinales entre deux couches de renforcement transversal et le flambement des barres longitudinales sur plusieurs couches d'armatures horizontales. L'espacement nécessaire entre deux couches de renforcement transversal adjacentes dépend du module d'élasticité effectif de l'armature longitudinale dans la plage d'écroutissage et de la contrainte de compression maximale attendue de l'armature longitudinale [M.J.N. Priestley, 1996]. Afin d'éviter le flambement local des barres longitudinales, la norme [CSA-S6-06, 2006] mentionne que l'espacement entre axes ne doit pas être supérieur à la valeur la plus petite de 0,25 fois la dimension minimale de l'élément, six fois le diamètre de l'armature longitudinale ou 150 mm.

Finalement, afin d'éviter une rupture soudaine et fragile de la pile, la demande en cisaillement doit être inférieure à la capacité en cisaillement. La norme [CSA-S6-06, 2006] considère que la résistance pondérée à l'effort tranchant, V_r , est la somme d'une composante due à l'engrenure des granulats du béton représentée par V_c et d'une composante fournie par l'armature transversale V_s [Paultre, 2011] :

$$V_r = V_c + V_s \leq V_{r_{max}} \quad (5.4)$$

où $V_{r_{max}}$ (équation 5.5) est la limite supérieure de V_r . Cette limite supérieure est basée sur l'écrasement du béton fissuré sous l'action des contraintes de compression diagonales.

$$V_{r_{max}} = 0,25\phi_c f'_c b_v d_v \quad (5.5)$$

La résistance pondérée au cisaillement fournie par l'armature transversale pour les piles rectangulaires est :

$$V_s = \frac{\phi_s f_y A_v d_v \cot\theta}{s} \quad (5.6)$$

La résistance pondérée au cisaillement attribuée au béton est donnée par l'équation 5.7. Dans cette équation, le coefficient β représente la capacité du béton à transférer le cisaillement par des contraintes résultant de l'engrenure des granulats.

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v \quad (5.7)$$

Pour des éléments non précontraints qui ne sont pas soumis à de la traction axiale et à condition que la limite élastique spécifiée de l'armature longitudinale ne soit pas supérieure à 400 MPa et que la résistance de calcul du béton ne soit pas supérieure à 60 MPa, l'angle d'inclinaison des contraintes de compression θ peut être fixé à 42 degrés et la valeur de β à 0,18 si la section possède au moins l'aire minimale d'armature transversale [CSA-S6-06, 2006]. Dans le cas des piles circulaires, leur section peut être transformée en une section équivalente ayant une aire égale à $0,8A_g$ et une profondeur effective de 0,8 fois le diamètre de la pile [M.J.N. Priestley, 1996].

Pour la zone de rotule plastique, dans le but de minimiser le potentiel de rupture en cisaillement, la résistance pondérée au cisaillement attribuée au béton doit être prise comme nulle s'il n'y a aucune charge de compression. Lorsque la charge axiale se situe entre zéro et $0,1A_g f'_c$, une interpolation linéaire est utilisée afin de déterminer la valeur de V_c comme le montre l'équation 5.8.

$$V_{\text{rotule plastique}} = \begin{cases} \frac{P_f}{0,1A_g f'_c} 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v & \text{si } P_f < 0,1A_g f'_c \\ 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v & \text{si } P_f \geq 0,1A_g f'_c \end{cases} \quad (5.8)$$

Le tableau A.1 à l'annexe A présente, pour chaque pile de l'étude paramétrique, le diamètre et l'espacement des barres d'armatures transversales déterminées en fonction du taux d'armature transversale minimum prescrit par la norme [CSA-S6-06, 2006].

5.1.4 Charge axiale

Le taux de charge axiale des ponts typiques du Canada se situe entre 5% et 20% de la capacité de la section brute [Sheikh, Légeron, 2012]. Selon [Lehman et Moehle, 2000], la charge axiale moyenne présente dans les piles de ponts formés d'un poteau simple en béton armé ductile est de $0,1A_g f'_c$. Donc, dans l'optique de couvrir l'ensemble des piles de ponts typiques du Canada, quatre taux de charge axiale sont retenus pour l'étude de la performance sismique des piles, soit $0,05A_g f'_c$, $0,10A_g f'_c$, $0,20A_g f'_c$ et $0,30A_g f'_c$.

Les trois premiers taux de charge axiale sont sélectionnés étant donné qu'ils représentent la limite basse, la limite haute ainsi que la moyenne observées par [Sheikh, Légeron, 2012] et [Lehman et Moehle, 2000]. Un taux de charge axiale de $0,30A_g f'_c$ est également inclus dans l'étude afin d'avoir une vue élargie de l'effet de la charge axiale sur le comportement sismique des piles de ponts.

5.1.5 Masse sismique

La masse sismique d'un pont, qui contribue à la réponse sismique de l'ouvrage sous la forme de forces d'inertie, peut être caractérisée par la masse de la partie mobile du pont qui subit un déplacement lors d'un tremblement de terre. Cette masse comprend le poids propre que compose le système poutres-tablier ainsi que tous les équipements et dispositifs fixes s'y rattachant, de même que le chevêtre et la section du pilier jusqu'à la demi-hauteur de la colonne. Étant donné que chaque pont est unique, il y a une infinité de masses sismiques en fonction du rapport de travée, du rapport de rigidité des piles et du schéma statique. Il est donc très difficile d'établir des masses sismiques types pouvant s'appliquer à toutes les piles de l'étude.

Par contre, comme la masse sismique influence directement la période de vibration du pont, il est plus simple, aux fins de comparaison, de sélectionner une masse sismique en fonction d'une période propre commune à chaque pile de l'étude. Ainsi, cinq différentes périodes naturelles sont analysées pour chaque cas type de pile, soit 0,1, 0,25, 0,5, 1,0 et 2,0 s. À noter que la période de vibration de la pile est déterminée en fonction de sa rigidité à l'état non fissurée. Cette grande plage de période permet de couvrir l'ensemble des ponts typiques du Canada et de déterminer l'effet de la masse sismique sur la performance sismique des piles de ponts.

5.2 Spectres d'accélération

La détermination de la performance sismique d'une pile de ponts nécessite l'utilisation d'un spectre d'accélération. Jusqu'à l'édition 2006 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers, l'aléa sismique était exprimé en fonction de l'accélération et de la vitesse maximums ayant une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans, correspondant à une période de récurrence de 475 ans. Par contre, dans la nouvelle version du Code canadien sur le calcul des ponts routiers, il est prévu que l'aléa sismique devienne celui fourni dans le Code national du bâtiment canadien 2010. L'aléa sismique sera donc exprimé en fonction

de l'accélération et de la vitesse maximums ayant une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, soit pour une période de retour de 2475 ans.

Puisque le temps de calcul et que la quantité de données seraient trop importants si la performance sismique était réalisée pour tous les sites disponibles au Canada, l'établissement de spectre d'accélération type est nécessaire.

5.2.1 Division de l'est et de l'ouest du Canada

Bien que le Canada soit situé sur une seule et même plaque tectonique, il n'en demeure pas moins que l'Est et l'Ouest canadien doivent être traités séparément en raison des différentes propriétés de la croûte et des différences dans la nature des tremblements de terre. En effet, l'est du Canada est situé, horizontalement, dans le centre de la plaque de l'Amérique du Nord tandis que l'ouest du Canada est situé à la rencontre des plaques Nord-Américaine, Juan De Fuca et du Pacifique. Conséquemment, les séismes de l'est sont concentrés dans les régions de faiblesse crustale et sont causés par une rupture en faille inverse tandis que les séismes de l'Ouest sont surtout concentrés le long de la jonction des différentes plaques tectoniques. Ceci fait en sorte que les séismes de l'Ouest canadien sont provoqués par des ruptures en failles inverses, mais également par des ruptures en failles normales et par des ruptures en faille décrochante [Fader, 2005; John. Adams, 2007]. La figure 5.2 présente la carte du Canada sur laquelle l'historique des tremblements de terre y est répertorié de même que les lignes pointillées délimitant les régions de l'est, de l'ouest et la région centrale stable du Canada. Selon [Miguel Macias-Carrasco, 2011], la limite sismique entre l'est et l'ouest du pays est établie à une longitude de -110° . Donc, d'un point de vue sismique, tous les sites se trouvant à des longitudes supérieures à -110° sont considérés comme faisant parti de l'ouest du Canada tandis que tous les sites se trouvant à des longitudes inférieures à -110° sont considérés comme faisant parti de l'est du Canada même si selon la figure 5.2 la région centrale est stable.

5.2.2 Classification des spectres d'accélération uniformisés

La Commission géologique du Canada a déterminé l'aléa sismique de plus de 645 sites distribués parmi les différentes provinces et territoires du Canada. Sachant que la présente analyse sur la détermination de la performance sismique des piles de ponts ne peut inclure tous les sites du Canada en raison du temps de calcul qui serait trop élevé, une classification des spectres d'accélération est effectuée. Cette classification est réalisée sur les

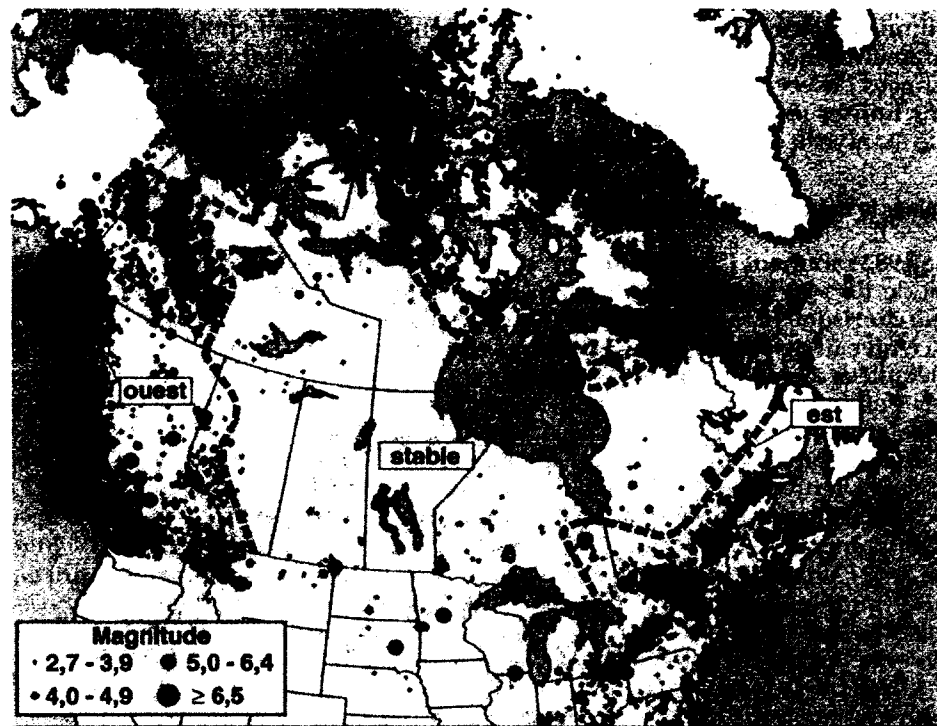


Figure 5.2 Sismicité au Canada jusqu'en 2001 et délimitation des régions sismiques de l'est, de l'ouest et de la région continentale de faible sismicité

spectres d'accélération des principales villes du Canada. Celles-ci sont répertoriées dans le tableau 5.1.

Tous les spectres d'accélération de chacune des principales villes du Canada, selon leur région sismique respective, sont comparés entre eux afin d'en déterminer la corrélation. La similitude entre les spectres d'accélération des différentes villes, réalisée sur les spectres ayant une période de récurrence de 125, 500, 1000 et 2475 ans, est déterminée en calculant l'écart-type des rapports des valeurs d'accélération pour les périodes de 0,2, 0,5, 1,0 et 2,0 s dont le dénominateur est la valeur de l'accélération à la période donnée du spectre ayant la plus petite accélération à 0,2 s. L'équation 5.9 exprime, de façon mathématique, le moyen utilisé pour la détermination de la similitude entre deux spectres.

$$\text{Corrélation} = \text{var} \left(\frac{Sa(x)_{Sa(0,2)_{max}}}{Sa(x)_{Sa(0,2)_{min}}} \right) \quad (5.9)$$

Les résultats de la corrélation entre chaque spectre d'accélération sont insérés dans différentes matrices selon les périodes de retour (annexe B). À l'aide de ces matrices, il est possible de regrouper les villes dont leurs spectres d'accélération sont semblables. Pour ce

Tableau 5.1 Principales villes du Canada en fonction des régions sismiques

Est du Canada		Ouest du Canada
Charlottetown	Rimouski	Edmonton
Fredericton	Rivière-du-Loup	Richmond
Gatineau	Saguenay	Vancouver
Halifax	Sherbrooke	Victoria
Iqaluit	Tadousac	Whitehorse
Montréal	Toronto	
Ottawa	Trois-Rivieres	
Québec	Winnipeg	
Regina		

faire, lorsque le facteur de corrélation entre 2 spectres est inférieur à 0,05, les 2 spectres sont considérés comme ayant une corrélation forte. Lorsque le facteur de corrélation se situe entre 0,05 et 0,15, les 2 spectres sont considérés comme ayant une corrélation moyenne tandis que lorsque le facteur de corrélation est supérieur à 0,15, les spectres sont considérés comme ayant une corrélation faible. Les villes dont l'accélération spectrale à 0,2 s est inférieure à 0,2 g ne sont pas considérées lors du regroupement des villes étant donné leur faible sismicité. Le tableau 5.2 présente, pour les différentes périodes de retour sismique, les villes dont leur spectre d'accélération sont semblables.

Selon le critère de corrélation, la majorité des principales villes du Canada peuvent être séparées en 6 groupes (3 groupes pour l'Est et 3 groupes pour l'Ouest) en fonction de leur spectre d'accélération. Pour la région sismique de l'Est canadien, les villes de Gatineau, Montréal, Ottawa et Trois-Rivières possèdent des spectres d'accélération sismique semblable et forment le premier groupe. Le deuxième groupe est composé des villes de Québec, Rimouski et Saguenay tandis que le troisième groupe est formé des villes de Fredericton, Sherbrooke et Toronto. Pour la région sismique de l'ouest du Canada, étant donné le nombre restreint de villes de l'échantillon, 2 groupes sont formés d'une seule ville, soient Whitehorse et Victoria tandis que le troisième groupe est composé des villes de Richmond et Vancouver. Les autres villes principales de l'est et de l'ouest du Canada ne figurant pas dans ces groupes possèdent soit une sismicité très faible ou soit elles n'ont aucune corrélation avec les groupes d'un point de vue du spectre d'accélération. Autant pour l'est que l'ouest sismique du Canada, les spectres du groupe 1 n'ont que très peu de similitudes avec ceux du groupe 3 tandis que le groupe 2 se situe entre le groupe 1 et le groupe 3 au niveau de la corrélation des spectres.

Tableau 5.2 Regroupement des principales villes du Canada en fonction de la corrélation de leur spectre d'accélération

Période de retour de 125 ans					
Est du Canada			Ouest du Canada		
Gatineau	Québec	Fredericton	Whitehorse	Victoria	Richmond
Montréal	Saguenay	Halifax			Vancouver
Ottawa		Toronto			
Tadoussac					
Trois-Rivières					
Période de retour de 500 ans					
Est du Canada			Ouest du Canada		
Gatineau	Québec	Fredericton	Whitehorse	Victoria	Richmond
Montréal	Rimouski	Sherbrooke			Vancouver
Ottawa	Saguenay	Toronto			
Rimouski					
Tadoussac					
Trois-Rivières					
Période de retour de 1000 ans					
Est du Canada			Ouest du Canada		
Gatineau	Québec	Fredericton	Whitehorse	Victoria	Richmond
Montréal	Rimouski	Sherbrooke			Vancouver
Ottawa	Saguenay	Toronto			
Trois-Rivières					
Période de retour de 2475 ans					
Est du Canada			Ouest du Canada		
Gatineau	Québec	Fredericton	Whitehorse	Victoria	Richmond
Montréal	Rimouski	Sherbrooke			Vancouver
Ottawa	Saguenay	Toronto			
Trois-Rivières	Tadoussac				
Toutes périodes de retour confondues					
Est du Canada			Ouest du Canada		
(Groupe 1)	(Groupe 2)	(Groupe 3)	(Groupe 1)	(Groupe 2)	(Groupe 3)
Gatineau	Québec	Fredericton	Whitehorse	Victoria	Richmond
Montréal	Rimouski	Sherbrooke			Vancouver
Ottawa	Saguenay	Toronto			
Trois-Rivières					

5.2.3 Établissement de spectres types

La classification des spectres d'accélération uniformisés réalisée à la section 5.2.2 permet de regrouper les villes selon leur aléa sismique. Afin de comparer l'allure des spectres d'accélération des différents groupes de villes, le spectre d'une localité par groupe est

retenu. Pour l'est du Canada, les groupes 1, 2 et 3 sont représentés par les villes de Montréal, Québec et Sherbrooke, respectivement tandis que, pour l'ouest du Canada, les villes de Whitehorse, Victoria et Vancouver sont les représentantes de leur groupe. Le spectre d'accélération de chacune de ces villes est normalisé par rapport à une valeur d'accélération à 0,2 s de 1,0 g comme le montre la figure 5.3.

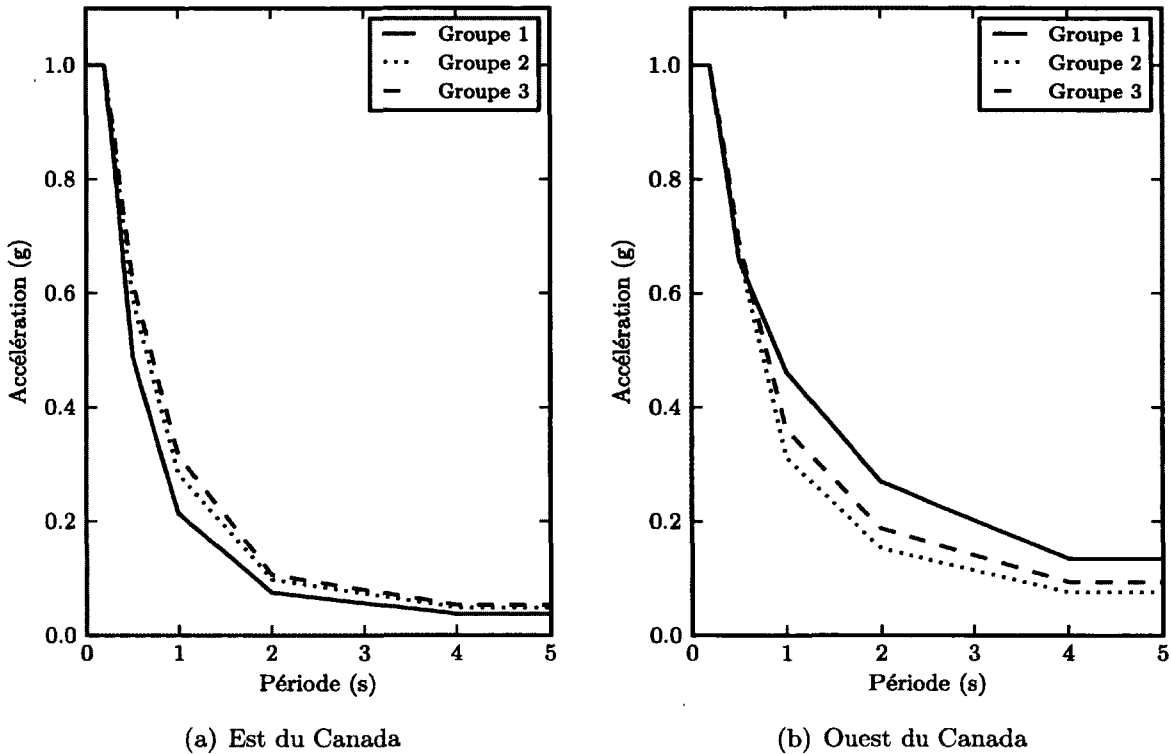


Figure 5.3 Comparaison des spectres d'accélération normalisés à 1,0 g

Bien que trois groupes de villes ayant une allure semblable dans leur spectre d'accélération soient sortis du lot, on remarque, à partir de la figure 5.3, que deux spectres sont relativement près l'un de l'autre, et ce, pour les deux régions sismiques du Canada. En effet, dans la région sismique de l'est du Canada, il n'y a seulement que 6% d'écart entre les spectres d'accélération des groupes 2 (Québec - Rimouski - Saguenay) et 3 (Fredericton - Sherbrooke - Toronto) tandis que dans la région sismique de l'Ouest, entre les groupes 2 (Victoria) et 3 (Richmond - Vancouver), l'écart est inférieur à 13%. Donc, dans le but de faciliter l'étude paramétrique sur la performance des piliers de pont, un nouveau spectre, formé à partir de la moyenne des spectres normalisés des groupes 2 et 3, est créé pour les deux régions sismiques du pays. La figure 5.4 présente les quatre spectres types retenus afin de représenter l'aléa sismique du Canada. Le tableau 5.3 présente les valeurs d'accélération spectrales normalisées à $S_a(0,2)$ égale à 1,0 g des quatre spectres types.

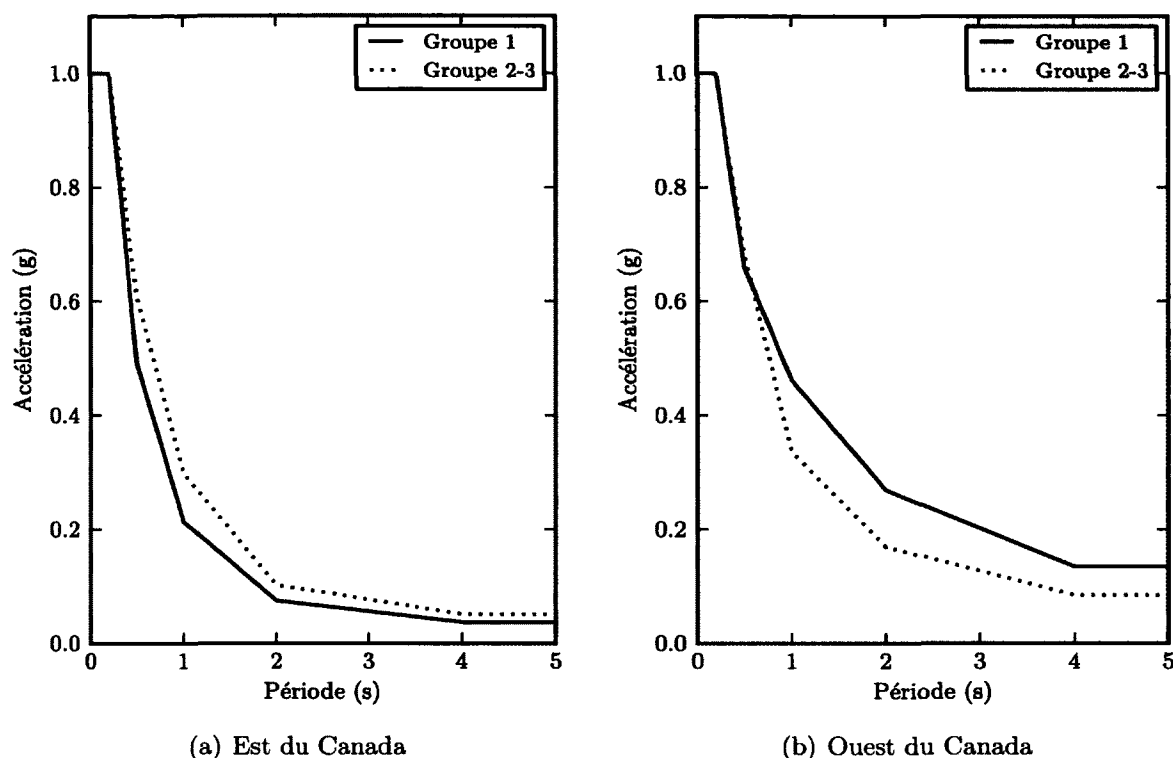


Figure 5.4 Spectres d'accélération types pour le Canada normalisés à 1,0 g

5.2.4 Spectres d'accélération type selon les catégories d'emplacements

Les valeurs d'accélération spectrales données par la Commission géologique du Canada sont déterminées pour un sol de référence de type C, c'est-à-dire un sol très dense ou une roche tendre [CNBC, 2010]. Afin de tenir compte des différentes catégories d'emplacements, ou types de sols, les accélérations sont modifiées par les facteurs d'amplification liés à l'accélération ou à la vitesse pour ensuite obtenir les spectres de dimensionnement. Ainsi, à partir des valeurs d'accélération spectrale non normalisée représentant chacun des deux groupes de villes pour l'est et l'ouest du Canada, les spectres types normalisés sont déterminés pour des catégories d'emplacements A, C, D et E. Il est à noter qu'aucun spectre type n'est réalisé pour le type de sol B étant donné les grandes similitudes entre les caractéristiques du sol de classe B et C. Un sol de type B/C est plutôt considéré [Atkinson et Boore, 2006]. La figure 5.5 présente les 16 spectres d'accélération normalisés utilisés pour l'étude de la performance des piliers de ponts. Les valeurs d'accélérations des spectres normalisés sont présentées dans le tableau 5.4.

Tableau 5.3 Valeurs d'accélération spectrales normalisées à 1,0 g des quatre spectres types du Canada

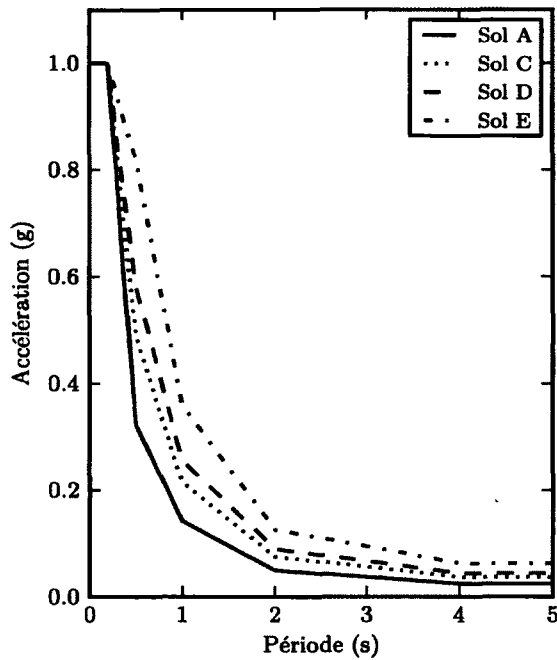
Spectre type	Période (s)			
	0,2	0,5	1,0	2,0
Groupe 1 (Est)	1,0000	0,4899	0,2137	0,0749
Groupe 2-3 (Est)	1,0000	0,6024	0,2951	0,1013
Groupe 1 (Ouest)	1,0000	0,6592	0,4619	0,2691
Groupe 2-3 (Ouest)	1,0000	0,6799	0,3327	0,1671

Tableau 5.4 Valeurs d'accélération spectrales normalisées à 1,0 g des spectres types selon les catégories d'emplacements

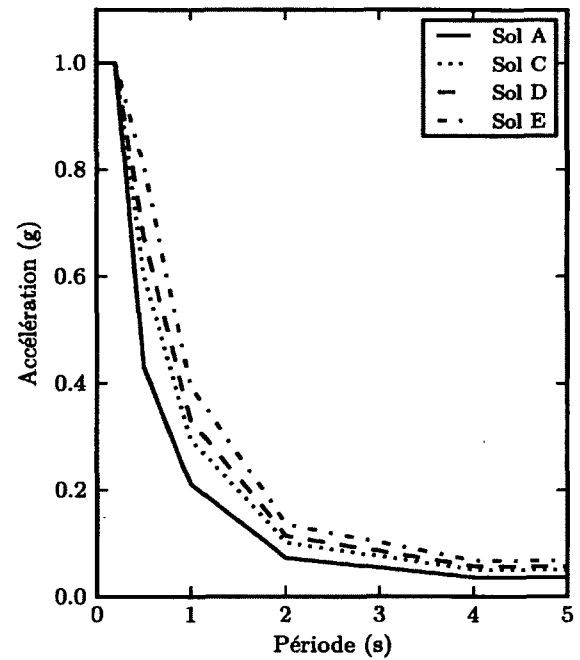
Catégorie d'emplacem- ent	Période (s)								
	Est du Canada				Ouest du Canada				
	0,2	0,5	1,0	2,0	0,2	0,5	1,0	2,0	
Groupe 1	A	1,0000	0,3238	0,1413	0,0495	1,0000	0,4709	0,3299	0,1922
	C	1,0000	0,4899	0,2137	0,0749	1,0000	0,6592	0,4619	0,2691
	D	1,0000	0,5838	0,2547	0,0892	1,0000	0,7084	0,4963	0,2891
	E	1,0000	0,8211	0,3582	0,1255	1,0000	0,6583	0,4612	0,2687
Groupe 2-3	A	1,0000	0,4303	0,2108	0,0724	1,0000	0,4734	0,2317	0,1163
	C	1,0000	0,6024	0,2951	0,1013	1,0000	0,6799	0,3327	0,1671
	D	1,0000	0,6751	0,3307	0,1136	1,0000	0,7255	0,3550	0,1783
	E	1,0000	0,8073	0,3955	0,1358	1,0000	1,0000	0,6602	0,3315

5.3 Critères de performance sismique selon la S6-14

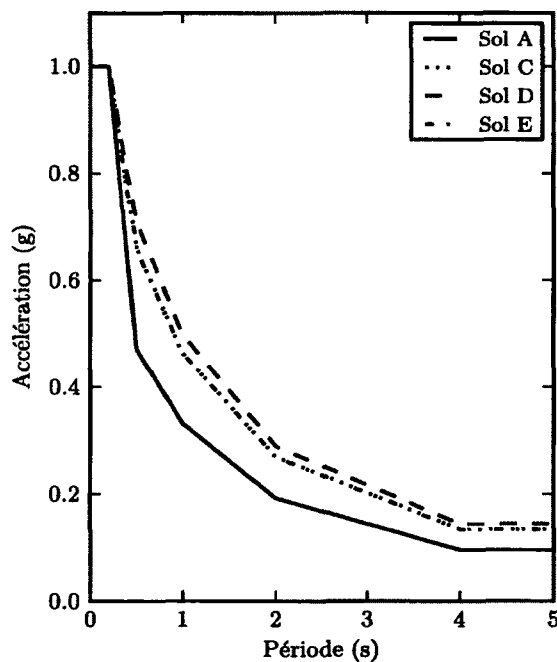
Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers est présentement en transition vers un dimensionnement à la performance vis-à-vis les efforts sismiques. Selon une version préliminaire du nouveau code canadien sur le calcul des ponts routiers, des objectifs de performance sont donnés en fonction des périodes de retour des tremblements de terre et pour chaque catégorie d'importance. Le tableau 5.5, tiré de la version préliminaire du code de conception des ponts, présente les objectifs de performance. Chaque objectif de performance est associé à un niveau de service et à un endommagement comme le démontre la figure 5.6. Quatre niveaux de service sont précisés, soit un service immédiat, un service limité, un service interrompu et, finalement, aucun service.



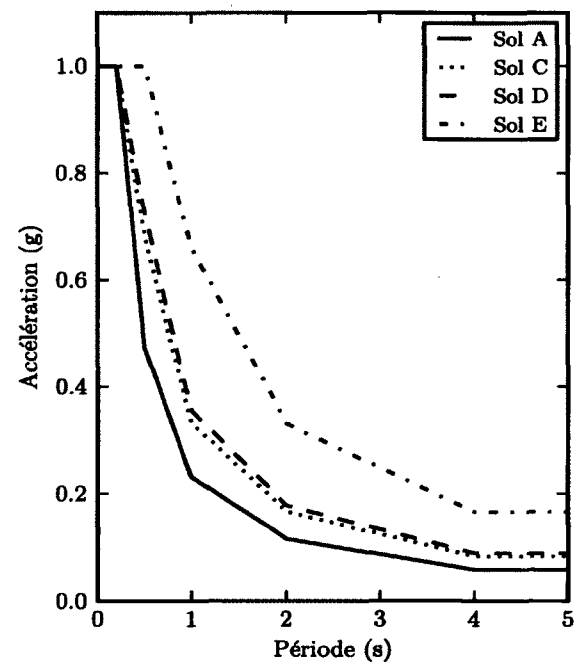
(a) Groupe 1 - Est du Canada



(b) Groupe 2-3 - Est du Canada



(c) Groupe 1 - Ouest du Canada



(d) Groupe 2-3 - Ouest du Canada

Figure 5.5 Spectres d'accélération types pour le Canada normalisés à 1,0 g selon les catégories d'emplacements

Tableau 5.5 Objectifs de performance minimum selon la norme S6-14

Période de retour	Ponts de secours		Ponts de routes majeures		Autres ponts	
	Service	Domage	Service	Domage	Service	Domage
475 ans	Immédiat	Aucun	Immédiat	Mineur	Service limité	Réparable
975 ans	Immédiat	Mineur	Service limité	Réparable	Service interrompu	Important
2475 ans	Service limité	Réparable	Service interrompu	Important	Aucun	Remplacement probable

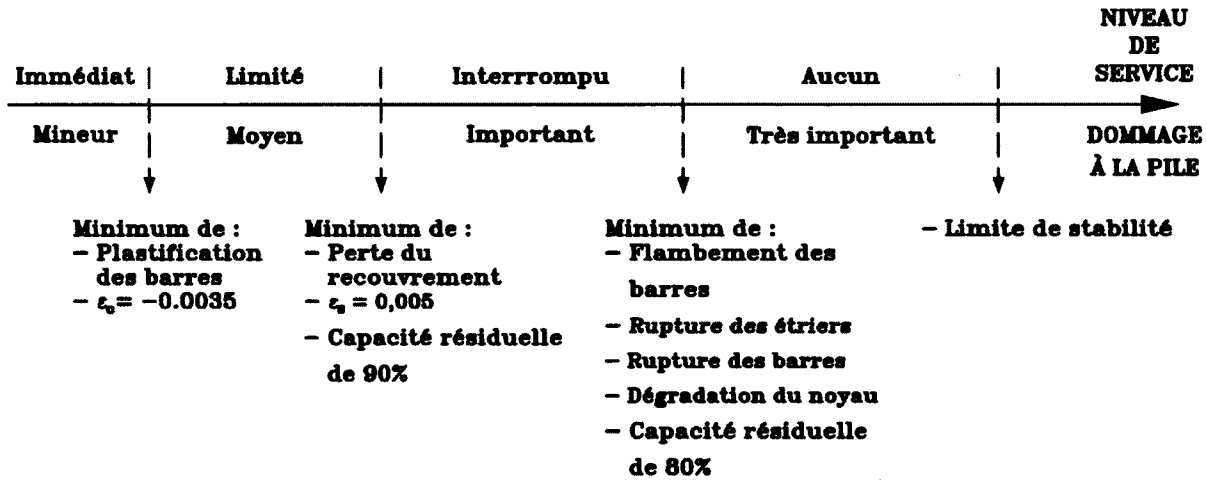


Figure 5.6 États limites et niveau de service selon l'endommagement de la pile selon une version préliminaire de la S6-14

5.3.1 Service immédiat

Le niveau de service immédiat exige que la structure permette une pleine circulation immédiatement après un tremblement de terre. De plus, les travaux de réparation ne doivent provoquer aucune interruption de service. Donc, pour ce faire, les dommages doivent être réduits au minimum à la suite d'un événement sismique. La pile doit, entre autres, demeurer dans le domaine élastique et, s'il y a lieu, les dommages ne doivent qu'être mineurs et n'affecter en rien le niveau de performance de la structure. Le dépassement de ce niveau de performance est caractérisé par la plastification des barres d'armatures longitudinales ou l'atteinte d'une déformation égale à $-0,0035$ mm/mm dans le béton de recouvrement selon la première éventualité.

5.3.2 Service limité

À la suite d'un évènement sismique, le pont doit être ouvert à la circulation d'urgence et les réparations doivent pouvoir être effectuées sans nécessiter la fermeture complète du pont afin de respecter le niveau de service limité. Au moins 50% des voies, mais pas inférieure à une voie, doivent être toujours opérationnelles. La perte du recouvrement de béton ($\epsilon_c = -0,004$), l'atteinte d'une déformation dans les armatures longitudinales de 0,005 ou d'une capacité résiduelle de 90%, selon le premier cas observé, caractérisent la limite du niveau de service limité. À l'instant où l'un de ces critères de performance est atteint, le niveau de service évolue et passe au suivant, soit au niveau de service interrompu.

5.3.3 Service interrompu

Sous le niveau de service interrompu, le pont n'est accessible que par une circulation d'urgence restreinte, et ce, à la suite d'une inspection. Un comportement inélastique est prévu. Toutefois, le flambement des barres d'armatures longitudinales, la rupture des barres transversales ($\epsilon_{sh} = 0,14$) ou longitudinales ($\epsilon_s = 0,07$), une dégradation du noyau de béton ($\epsilon_{cc} = \epsilon_{cc50}$) ou l'atteinte d'une capacité résiduelle inférieure à 80% ne doivent pas survenir. Si l'un de ces états limites est dépassé, alors le niveau de service est considéré comme étant inférieur au niveau de service interrompu.

5.3.4 Aucun service

Lorsque la structure est endommagée au point où elle ne permet plus aucune circulation, alors le dernier niveau de service est atteint. Toutefois, le pont doit demeurer dans un état de stabilité, c'est-à-dire ne pas s'effondrer. Donc, si la capacité de la pile devient inférieure à la demande due à l'effet P- Δ , alors il y a effondrement de la structure et le niveau de service minimum prescrit par le Code canadien sur le calcul des ponts routiers n'est plus respecté.

5.4 Étude paramétrique sur la performance sismique

Une étude paramétrique de la performance sismique des piliers de ponts est réalisée afin de vérifier l'effet de chacun des paramètres et de déterminer des nouveaux facteurs de modification de réponse qui respectent les critères de performance du Code Canadien sur le calcul des ponts routiers. Les différents paramètres inclus dans cette étude sont le

diamètre de la pile, le rapport d'élançement, le taux d'armature longitudinale, la charge axiale, la masse sismique, le type de sol et les différentes régions sismiques du Canada.

Au total, en fonction des variables de l'étude paramétrique, la performance de 11520 piles de ponts est établie afin de déterminer les facteurs de modification de réponse basés sur l'endommagement.

Un système d'appellation des piles et de leurs variables est mis en place afin de faciliter la manipulation des résultats. Celui-ci peut être séparé en deux sections. La première section comporte les informations relatives à la géométrie et au renforcement de la pile (ex. O1P125N10LD5). Dans cette série de lettres et de chiffres, les deux premiers termes font référence au diamètre de la pile («O1» pour un diamètre de 1 m), les quatre suivants mentionnent le pourcentage d'armature longitudinale («P125» pour un taux d'armature longitudinale de 1.25%), les six termes subséquents spécifient le taux de charge axiale («N10» pour 10% de $A_g f'_c$ en charge axiale) ainsi que le rapport d'élançement de la pile («LD5» pour un rapport Longueur/Diamètre de 5). La deuxième section contient les informations sur l'excitation auquel la pile est soumise (ex. T1.00CRES1PGA0.350). Cette série de lettres et de chiffres fait référence à la période propre de vibration à l'état non fissuré («T1.00» pour une période propre de 1.00 s), au type de sol («C» pour le type de sol C), à la région sismique («RE» pour la région sismique de l'est du Canada), au site («S1» pour le site 1) et à l'accélération maximale au sol («PGA0.350» pour une accélération maximale au sol de 0.350 g), respectivement. Afin de simplifier l'appellation des piles, la référence aux groupes de villes 1 et 2-3 est remplacée par les termes site 1 et site 2. Le site 1 fait référence au groupe de villes 1 tandis que le site 2 fait référence au groupe de villes 2-3.

5.4.1 Analyses statiques par poussées progressives incrémentales

L'analyse statique par poussée progressive incrémentale permet d'obtenir la réponse d'un pilier de pont en terme de forces et de déplacements. Toutefois, la performance des piliers de ponts conçus selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers est évaluée en terme d'accélération (accélération maximale au sol)-déplacement. Pour palier à cette différence, une méthode d'analyse simplifiée permettant l'évaluation de la performance sismique a été développée par [Sheikh et Legeron, 2012]. Leur méthode, fondée sur le principe des déplacements, est basée sur l'exécution d'une analyse statique non linéaire par poussées progressives monotoniques à partir de laquelle les résultats des contraintes et des déformations locales dans les différents matériaux de la zone de rotule plastique sont comparés aux états limites de performance mentionnés à la section 5.3. Par la suite, les auteurs

proposent une méthode de calcul permettant de transformer la réponse force-déplacement en terme d'accélération-déplacement.

À quelques différences près, la méthode présentée par [Sheikh et Legeron, 2012] est utilisée dans le cadre de cette étude afin de déterminer la performance sismique des piliers de ponts. Premièrement, une analyse statique non linéaire cyclique par poussées progressives est réalisée à l'aide du modèle numérique développé au chapitre 3. L'analyse cyclique de la pile est préférée à l'analyse monotonique puisque cette dernière ne prend pas en considération l'effet cyclique du comportement des matériaux. Pour chaque unité de ductilité de la pile, un total de quatre cycles est effectué. Le cycle final est effectué lorsqu'il y a une perte de stabilité. Étant donné les différences de géométrie, de charge axiale et du taux d'armature, le nombre total de cycles varient pour chaque pile puisque la perte de stabilité ne survient pas au même moment, ou au même déplacement en tête de piles, dans tous les cas.

Une fois l'analyse statique non linéaire par poussée progressive réalisée, la courbe en réponse forces-déplacements est transformée en terme d'accélération-déplacement. Pour ce faire, la procédure suivante est réalisée pour chaque cycle de la courbe force-déplacement. Tout d'abord, la rigidité équivalente, k_{eq} , est déterminée selon l'équation 5.10.

$$k_{eq} = \frac{F_i}{\Delta_i} \quad (5.10)$$

où F_i et Δ_i sont la force et le déplacement respectif au point sur la courbe force-déplacement (voir figure 5.7). Avec la rigidité équivalente et connaissant la masse sismique, m_s , déterminée en fonction d'une période propre cible (section 5.1.5), la période équivalente du pilier peut être calculée avec l'équation 5.11.

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{m_s}{k_{eq}}} \quad (5.11)$$

Par la suite, à l'aide de la courbe hystérétique obtenue de l'analyse par poussée progressive cyclique, l'énergie de dissipation est trouvée. L'énergie de dissipation correspond à l'aire sous la courbe formée par la boucle d'hystérésis telle que montrée à la figure 5.7. Connaissant maintenant l'énergie dissipée, E_D , et considérant qu'il y a un amortissement interne équivalent à 2% dans une pile de béton armé [Newmark et Hall, 1982], l'amortissement visqueux équivalent est déterminé par l'équation 5.12.

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{E_D}{2\pi \Delta_i^2 k_{eq}} \quad (5.12)$$

Les valeurs d'accélération spectrales utilisées dans l'établissement des spectres d'accélération type (section 5.2.4) considèrent un amortissement de 5%. Toutefois, lorsque l'endommagement de la zone de rotule plastique augmente, l'amortissement augmente également. Donc, un facteur de correction d'amortissement, DMF, doit être utilisés pour ajuster les valeurs de réponse spectrale correspondant à 5% de l'amortissement critique à d'autres niveaux d'amortissement [Cameron et Green, 2007]. L'équation 5.13 exprime le facteur de correction d'amortissement à appliquer sur le spectre d'accélération original [Eurocode 8, 2004].

$$DMF = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi_{eq}}} \leq 1,0 \quad (5.13)$$

En fonction de la période équivalente calculée avec l'équation 5.11 et du spectre d'accélération modifié par le facteur de correction d'amortissement, l'accélération de dimensionnement, $S_{a_{DMFT_{eq}}}$, est déterminée. Par la suite, l'accélération équivalente, $S_{a_{eq}}$ provoquant le déplacement statique Δ_i est calculé par l'équation 5.14.

$$S_{a_{eq}} = \frac{F_i}{m_s} \quad (5.14)$$

L'avant-dernière étape consiste à déterminer l'accélération maximale au sol associé au spectre d'accélération original. D'après une analyse des rapports de l'accélération à 0,2 s sur l'accélération maximale au sol de plusieurs sites au Canada, il apparaît que la moyenne de ces rapports est d'environ 2,5 (annexe C). Donc, puisque les spectres types utilisés pour l'étude paramétrique proviennent de plusieurs spectres, alors, l'accélération maximale au sol est prise égale à l'accélération à 0,2 s divisée par 2,5 comme l'exprime l'équation 5.15.

$$PGA = \frac{Sa(0,2)_{\text{spectre type}}}{2,5} \quad (5.15)$$

Finalement, l'accélération maximale au sol équivalent peut être déterminée selon l'équation 5.16.

$$PGA_{eq} = PGA \frac{S_{a_{eq}}}{S_{a_{DMFT_{eq}}}} \quad (5.16)$$

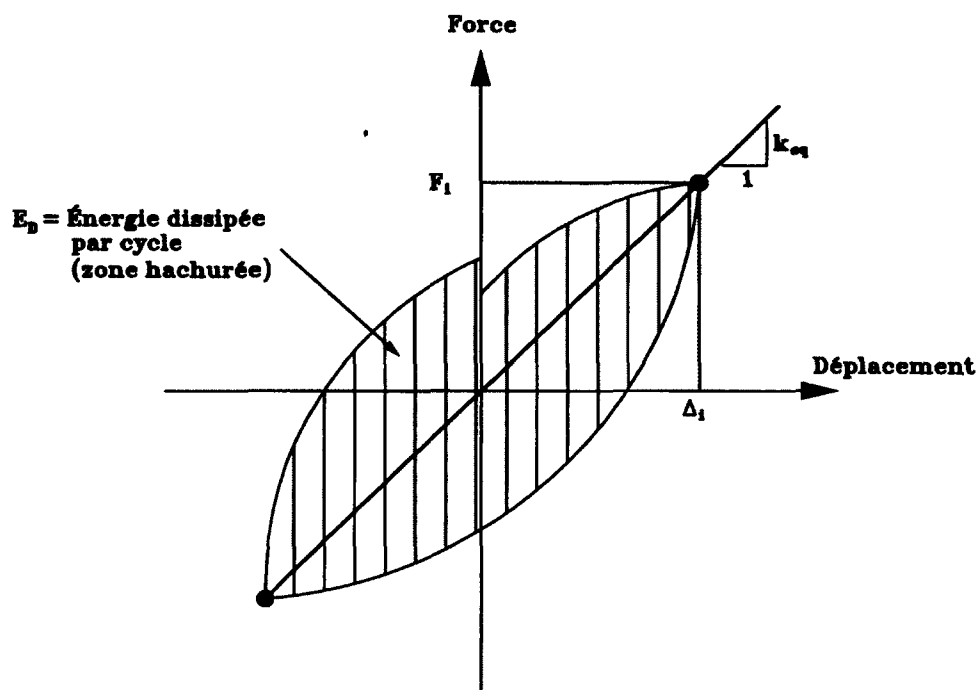


Figure 5.7 Dissipation d'énergie hystérétique et rigidité équivalente d'une réponse cyclique

Tel que mentionné précédemment, cette procédure doit être réalisée pour chaque cycle de la courbe force-déplacement afin d'obtenir la courbe de performance en terme d'accélération-déplacement.

L'analyse de la performance sismique est réalisée par la méthode d'analyse par poussées progressives incrémentales pour l'ensemble des piliers inclus dans l'étude paramétrique. Ce sont 144 piliers de ponts qui sont soumis à un chargement cyclique à partir desquels les résultats sont analysés selon la méthodologie mentionnée précédemment en fonction des cinq différentes masses sismiques (périodes de vibration cible), des quatre différents types de sol, des deux régions sismiques et deux aléas sismiques types déterminés à la section 5.2.4 puisque ces quatre derniers paramètres n'ont pas d'influence sur la réponse statique déterminée par la méthode d'analyse par poussées progressives incrémentales. Ainsi, un équivalent de 11520 analyses est obtenu de la somme de toutes les analyses.

5.4.2 Analyses dynamiques

La performance des piliers de ponts conçus selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers est évaluée en terme d'accélération (accélération maximale au sol)-déplacement.

L'établissement de telles courbes est relativement facile à faire, toutefois, elles demandent beaucoup en terme de quantité d'information à enregistrer et à traiter ainsi qu'en temps de calcul comparativement à la méthode par poussée progressive présentée à la section précédente. Donc, dans le but de valider les résultats obtenus à l'aide de la méthode par poussée progressive, seulement six piles sont soumises aux analyses dynamiques. Les caractéristiques des six piliers sélectionnés sont présentées au tableau 5.6. Ces piles sont retenues puisque, en fonction de leurs caractéristiques géométriques et sismiques, toutes les variables de l'analyse paramétriques y sont représentées.

Les analyses dynamiques sont réalisées à l'aide du modèle numérique développé au chapitre 3, mais en changeant l'algorithme de calcul de l'analyse statique non linéaire par l'algorithme d'intégration numérique de Newmark. Newmark a développé plusieurs méthodes d'intégration, toutefois, la méthode de l'accélération moyenne, où $\gamma = 1/2$ et $\beta = 1/4$, est retenu. Avec un $\gamma = 1/2$, la méthode de calcul n'introduit aucun amortissement numérique. De plus, avec prenant $\beta = 1/4$, la méthode de l'accélération moyenne est inconditionnellement stable.

Sélection des accélérogrammes

Les accélérogrammes sélectionnés pour les analyses dynamiques doivent représenter l'environnement tectonique, la magnitude, le type de faille, la distance à l'épicentre, les conditions du site (catégorie d'emplacement) et doivent également être compatibles avec le risque sismique du lieu. Étant donné l'incertitude aléatoire naturelle qui découle de la variabilité physique des mouvements sismiques du sol, un minimum de trois accélérogrammes doit être utilisé lors des analyses dynamiques. Toutefois, lorsque l'analyse dynamique est réalisée avec sept accélérogrammes ou plus, il est permis d'utiliser les valeurs moyennes des paramètres de réponse. Donc, sept accélérogrammes sont utilisés pour la détermination de la performance sismique pour chacune des différentes piles [CSA-S6-14, 2013].

Tableau 5.6 Caractéristiques des piles soumises aux essais dynamiques

Pile	Période propres	Type de sol	Région sismique	Site
O1P125N05LD5	2,00 s	C	Est	1
O1P125N10LD3	0,10 s	A	Est	2
O2P080N20LD5	1,00 s	D	Est	2
O2P125N30LD8	0,25 s	E	Ouest	2
O3P125N10LD3	0,50 s	C	Est	1
O3P250N05LD8	1,00 s	D	Ouest	1

La mise à l'échelle d'un accélérogramme doit être réalisée sur un intervalle de période de $0,2T$ à $1,5T$, où T est la période propre de vibration de la structure [NIST, 2011]. Cette plage de période tient compte de l'augmentation de la période résultant des déformations inélastiques ainsi que du deuxième mode de vibration, lequel possède généralement une période de vibration située entre un quart et un tiers de la période propre fondamentale du pilier.

Accélérogrammes réels

Tel que mentionné précédemment, les accélérogrammes doivent être représentatifs de l'environnement tectonique, de la magnitude, du type de faille, de la distance à l'épicentre et des conditions du site (catégorie d'emplacement) de l'endroit où est située la structure. Selon [Atkinson, 2009], le Canada peut être représenté par quatre couples magnitude-distance à l'épicentre pour chacune de ses régions sismiques comme le présente le tableau 5.7. D'après les études de [Fader, 2005] et [John. Adams, 2007], les séismes de l'est sont provoqués par des ruptures en faille inverse tandis que les séismes de l'ouest du Canada sont provoqués par des ruptures en failles inverses, normales et décrochantes (glissement tectonique). Le dernier paramètre contrôlant la sélection d'un accélérogramme est la catégorie d'emplacement. Ce paramètre est vérifié à l'aide de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_s , pour les 30 premiers mètres du sol tel que présenté au tableau 5.8 [CNBC, 2010].

Lorsqu'un accélérogramme respecte tous les critères de sélections, celui-ci doit être modifié afin d'être compatible avec le spectre d'accélération. Comme aucun critère n'est donné quant à la compatibilité des spectres des accélérogrammes par rapport au spectre du code, les critères d'ajustements mentionnés pour les ponts ayant une isolation parasismique de la base sont utilisés. Ceux-ci prévoient que l'ajustement des accélérogrammes soit fait de façon à ce que le spectre de réponse moyen amorti de 5% ne soit pas inférieur aux spectres

Tableau 5.7 Couples magnitude-distance à l'épicentre et type de faille des séismes représentatifs du Canada

Caractéristique	Est du Canada	Ouest du Canada
Couple magnitude-distance	M6 - 10 à 15 km	M6,5 - 10 à 15 km
	M6 - 20 à 30 km	M6,5 - 20 à 30 km
	M7 - 15 à 25 km	M7,5 - 20 à 30 km
	M7 - 50 à 100 km	M7,5 - 50 à 100 km
Type de faille	Inverse	Inverse Normale Décrochante

Tableau 5.8 Vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_s , en fonction de la catégorie d'emplacement

Catégorie d'emplacement	Profil du sol	Vitesse moyenne des ondes de cisaillement, \bar{V}_s (m/s)
A	Roche dure	$\bar{V}_s > 1500$
B/C	Roche, sol très dur et roche tendre	$360 < \bar{V}_s \leq 1500$
D	Sol consistant	$180 < \bar{V}_s \leq 360$
E	Sol meuble	$\bar{V}_s \leq 180$

de calcul de plus de 10% pour les périodes de 1 à 5 secondes et de plus de 20% pour les périodes de moins de 1 seconde [CSA-S6-06, 2006].

Selon tous ces critères de sélections et de compatibilité envers le spectre de calcul du code, la sélection des accélérogrammes réels est effectuée à partir de la banque de données du [PEER, 2012]. Sept accélérogrammes sont retenus et ajustés pour chacune des piles mentionnées au tableau 5.6 à l'exception des piliers O1P125N10LD3 et O2P080N20LD5 puisqu'aucun enregistrement réel ne respecte les critères de sélection et de compatibilité. Le tableau 5.9 présente les caractéristiques des accélérogrammes sélectionnés pour les différentes piles. Les spectres d'accélération moyens des différents groupes d'accélérogrammes ainsi que leurs écarts par rapport au spectre de calcul sont illustrés aux figures 5.8 à 5.13.

Accélérogrammes synthétiques

Les accélérogrammes synthétiques sont une alternative aux enregistrements de tremblement de terre. À cet effet, une banque d'accélérogramme synthétique, qui respectent les critères de sélections énumérés à la section 5.4.2, a été développée par [Atkinson, 2009]. Pour les sites situés dans la région sismique de l'est du Canada, quatre ensembles d'accélérogrammes, ayant tous un couple magnitude-distance à l'épicentre valide, ont été générés ; M6 - 10 à 15 km (M6 set 1), M6 - 20 à 30 km (M6 set 2), M7 - 15 à 25 km (M7 set 1) et M7 - 50 à 100 km (M7 set 2). Pour chacun de ces ensembles, 15 groupes d'accélérogrammes sont disponibles. Chacun des groupes est composé de trois accélérogrammes et peut être utilisé pour représenter trois composantes horizontales, ou deux composantes horizontales orthogonales et une composante verticale. Pour l'Ouest canadien, quatre autres ensembles, chacun contenant également 15 groupes de trois accélérogrammes, sont développés ; M6,5 - 10 à 15 km (M6,5 set 1), M6,5 - 20 à 30 km (M6,5 set 2), M7,5 - 15 à 25 km (M7,5 set 1) et M7,5 - 50 à 100 km (M7,5 set 2). Les séismes de subductions pouvant survenir dans la région sismique de l'ouest sont aussi représentés par un ensemble d'accélérogrammes ayant une magnitude de 9 et une distance à l'épicentre variant entre 100 et 200 km. Fi-

nalement, tous ces ensembles d'accélérogrammes ont été générés pour quatre catégories d'emplacements (A, C, D et E).

La sélection des meilleurs accélérogrammes est effectuée en fonction du rapport entre les spectres de réponses des accélérogrammes synthétiques et le spectre de réponse cible pour chaque période dans la plage de période d'intérêt ($0,2T$ à $1,5T$). Ce rapport est appelé $S_{A_{cible}}/S_{A_{synt}}$. La moyenne et l'écart-type de $S_{A_{cible}}/S_{A_{synt}}$ doivent ensuite être calculés pour chaque enregistrement. Les accélérogrammes ayant le plus faible écart-type, mais dont la moyenne de $S_{A_{cible}}/S_{A_{synt}}$ se situe entre 0,5 et 2, sont ceux qui conviennent le mieux au site. Finalement, les enregistrements sélectionnés doivent être multipliés par leur moyenne de $S_{A_{cible}}/S_{A_{synt}}$ respective afin d'ajuster l'accélérogramme au spectre cible [Atkinson, 2009]. La sélection des accélérogrammes perpendiculaire est effectuée selon la même procédure. Toutefois, l'enregistrement retenu fait partie du même groupe de trois accélérogrammes que l'enregistrement principal.

Sept paires d'accélérogrammes sont sélectionnées et ajustées selon la méthodologie précédente pour chacune des piles mentionnées au tableau 5.6. Le tableau 5.10 présente les accélérogrammes synthétiques sélectionnés pour chacune des piles ainsi que leur facteur d'ajustement. Les spectres d'accélération moyens des différents groupes d'accélérogrammes ainsi que leurs écarts par rapport au spectre de calcul sont illustrés aux figures 5.8 à 5.13. Le nom des accélérogrammes sélectionnés est établi en fonction de la région sismique à laquelle ils sont attitrés, de leur magnitude, du type de sol, de l'ensemble auxquels ils appartiennent et, finalement, du numéro d'accélérogramme de l'ensemble. À titre d'exemple, l'accélérogramme «east7c1_8» fait partie de la région sismique de l'Est canadien, possède une magnitude de 7, est établi pour le type de sol C, est inscrit dans le groupe 1 pour la distance à l'épicentre et, finalement, est le 8^e des 45 accélérogrammes générés parmi le groupe 1.

Tableau 5.9 Accélérogrammes réels retenus pour les analyses dynamiques

Numéro du PEER	Nom	Année	Magni-tude	Dist. à l'épi-centre	V_{s30}	Type de faille	Facteur d'ajus-tement
Pile O1P125N05LD5							
336	Coalinga	1983	6,36	28,5	376,1	Inverse	1,9478
413	Coalinga	1983	5,77	11,8	376,1	Inverse	1,5347
649	Whittier Narrows	1987	5,99	20,3	361,2	Inverse	2,2500
794	Loma Prieta	1989	6,93	71,3	582,9	Inverse	1,8759
1074	Northridge	1994	6,69	41,6	821,7	Inverse	1,9209
2658	Chi-Chi	1999	6,20	12,8	664,4	Inverse	1,0497
3507	Chi-Chi	1999	6,30	24,8	664,4	Inverse	1,9885
Pile O2P080N20LD5							
68	San Fernando	1971	6,61	22,8	316,5	Inverse	1,9742
340	Coalinga	1983	6,36	27,7	338,5	Inverse	2,0000
405	Coalinga	1983	5,77	11,5	352,2	Inverse	1,3669
614	Whittier Narrows	1987	5,99	20,8	245,1	Inverse	1,4054
730	Spitak	1988	6,77	24,0	274,5	Inverse	1,7752
737	Loma Prieta	1989	6,93	24,6	239,7	Inverse	2,0000
987	Northridge	1994	6,69	28,3	234,9	Inverse	1,2920
Pile O3P125N10LD3							
57	San Fernando	1971	6,61	22,6	450,3	Inverse	1,5223
164	Imperial Valley	1979	6,53	15,2	659,6	Décrochante	1,9253
265	Victoria	1980	6,33	14,4	659,6	Décrochante	1,0932
801	Loma Prieta	1989	6,93	14,7	671,8	Inverse	1,4906
1009	Northridge	1994	6,69	23,6	392,2	Inverse	1,7313
1350	Chi-Chi	1999	7,62	38,8	680,0	Inverse	1,9529
3473	Chi-Chi	1999	6,30	11,5	443,0	Inverse	1,1838
Pile O3P250N05LD8							
721	Superstition Hills	1987	6,54	18,2	192,1	Décrochante	1,3354
806	Loma Prieta	1989	6,93	24,2	267,7	Inverse	1,8187
850	Landers	1992	7,28	21,8	345,4	Décrochante	2,0000
988	Northridge	1994	6,69	23,4	278,0	Inverse	1,6149
1107	Kobe	1995	6,90	22,5	312,0	Décrochante	1,6297
1481	Chi-Chi	1999	7,62	25,4	229,3	Inverse	1,8864
1762	Hector Mine	1999	7,13	43,0	271,4	Décrochante	2,0000

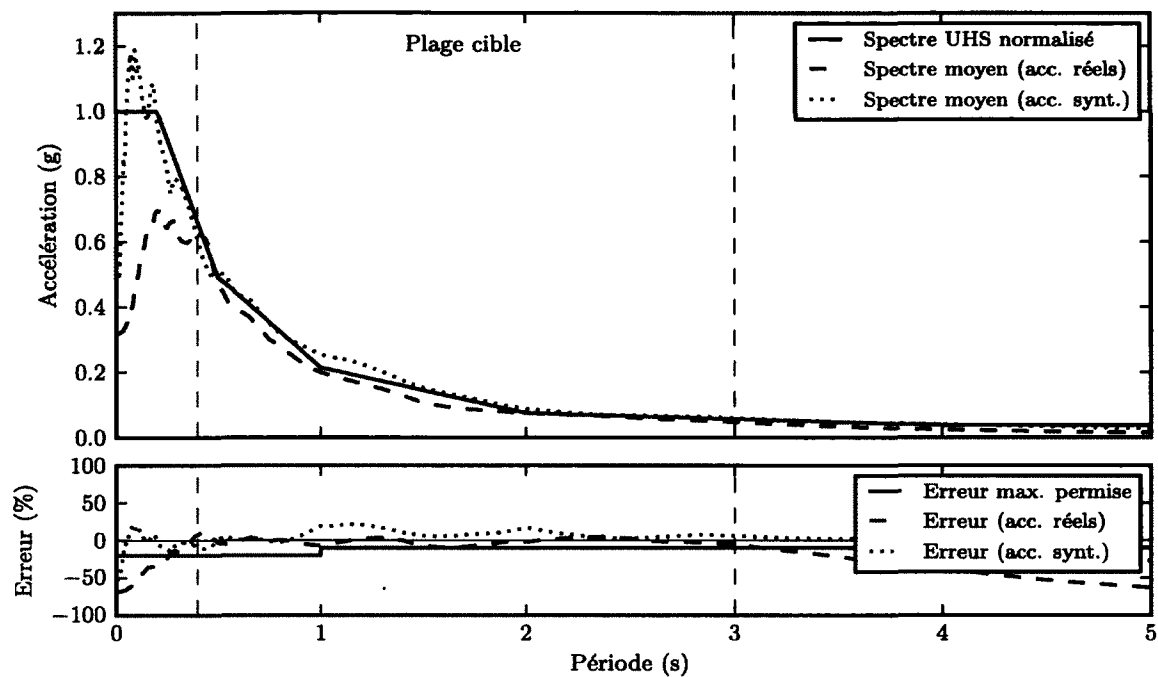


Figure 5.8 Spectre d'accélération et erreur pour la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1

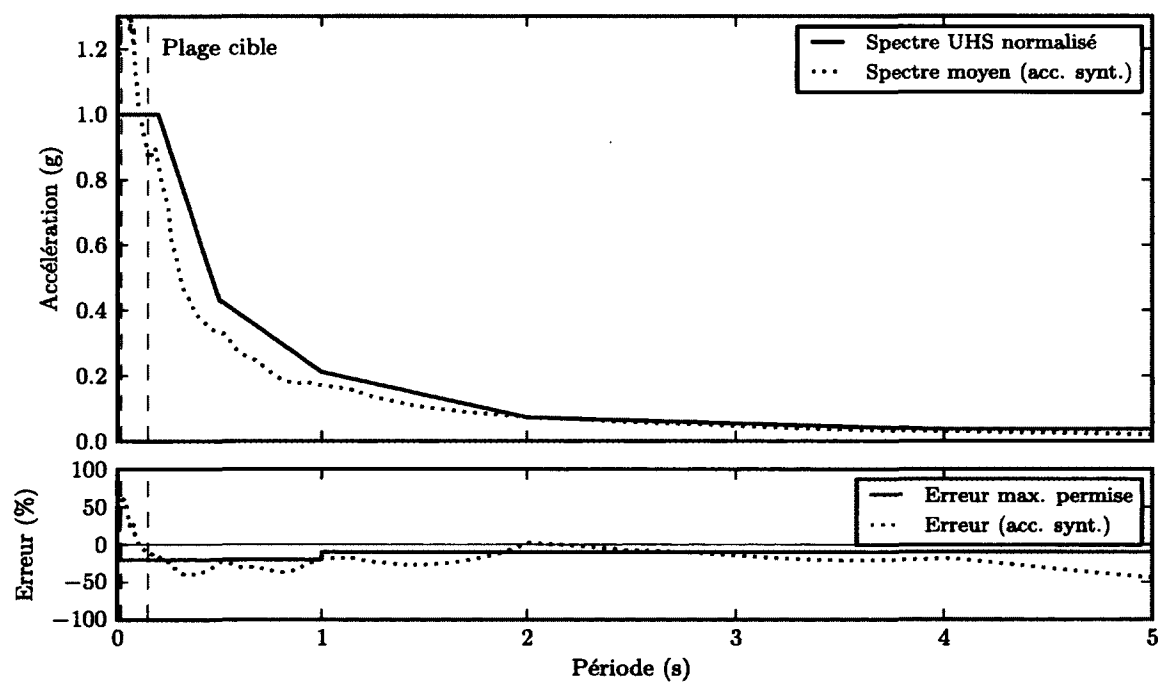


Figure 5.9 Spectre d'accélération et erreur pour la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2

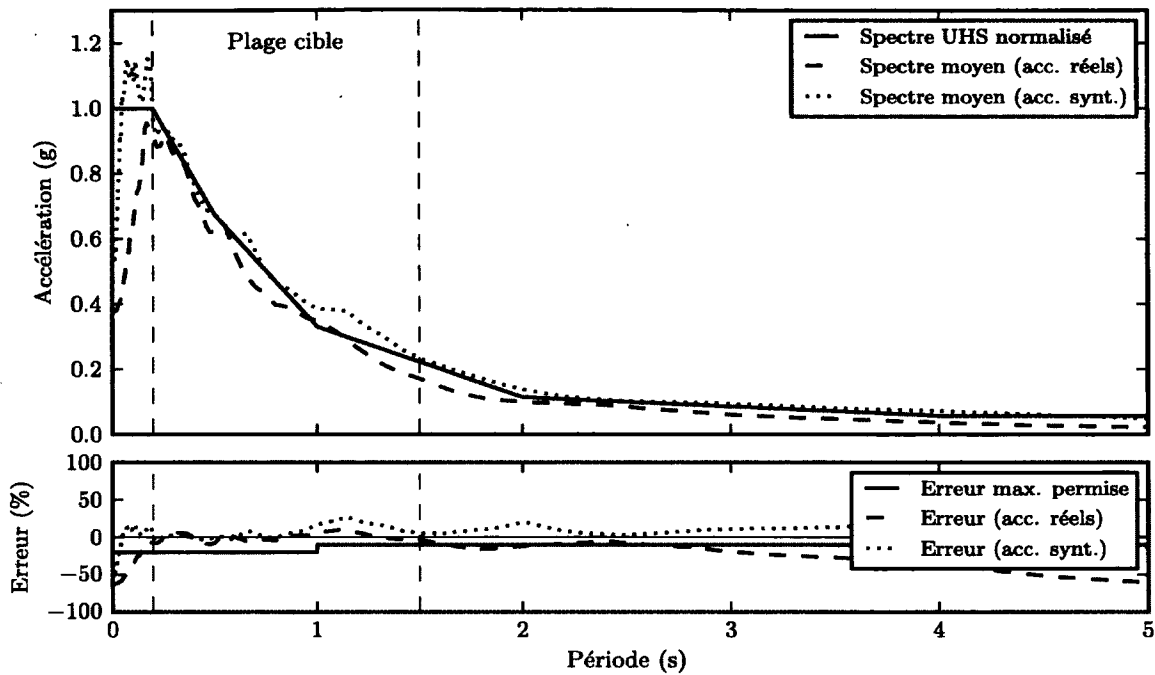


Figure 5.10 Spectre d'accélération et erreur pour la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2

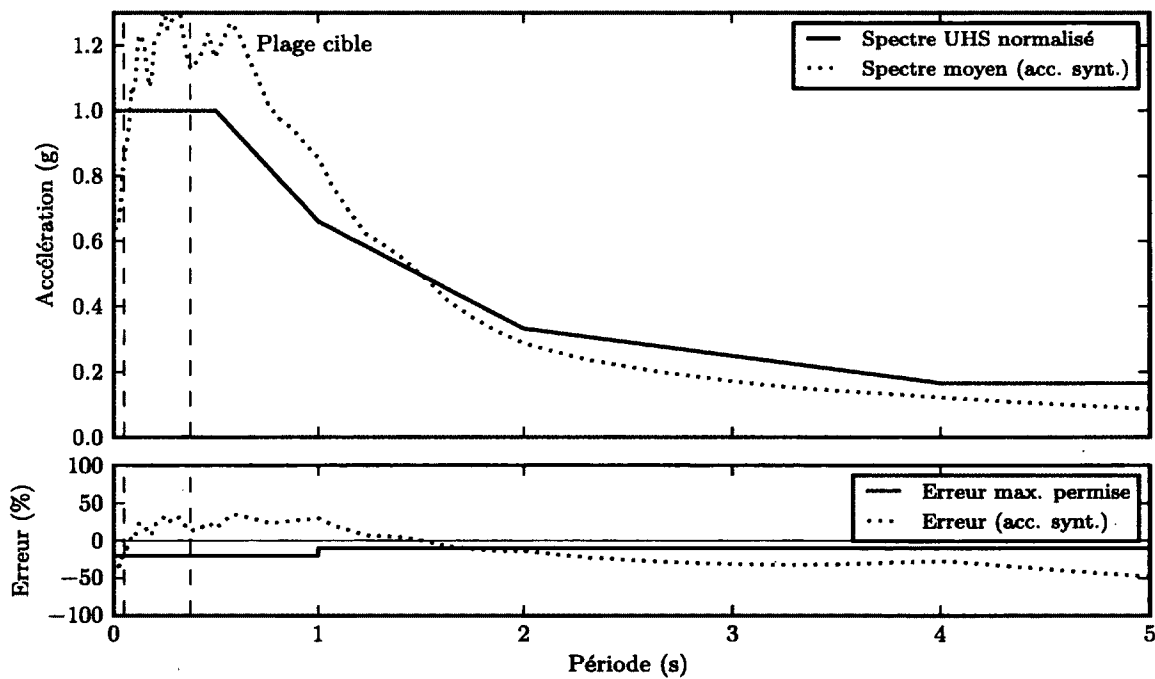


Figure 5.11 Spectre d'accélération et erreur pour la pile O2P125N30LD5T0.25EROS2

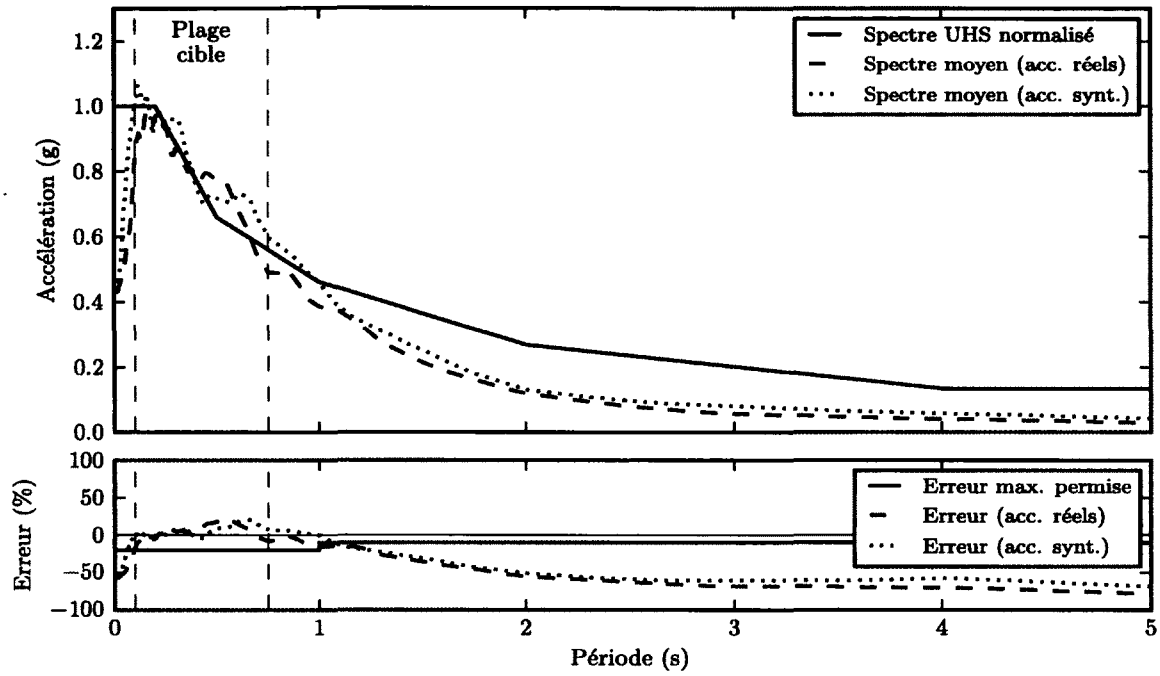


Figure 5.12 Spectre d'accélération et erreur pour la pile O3P125N10LD3T0.50CROS1

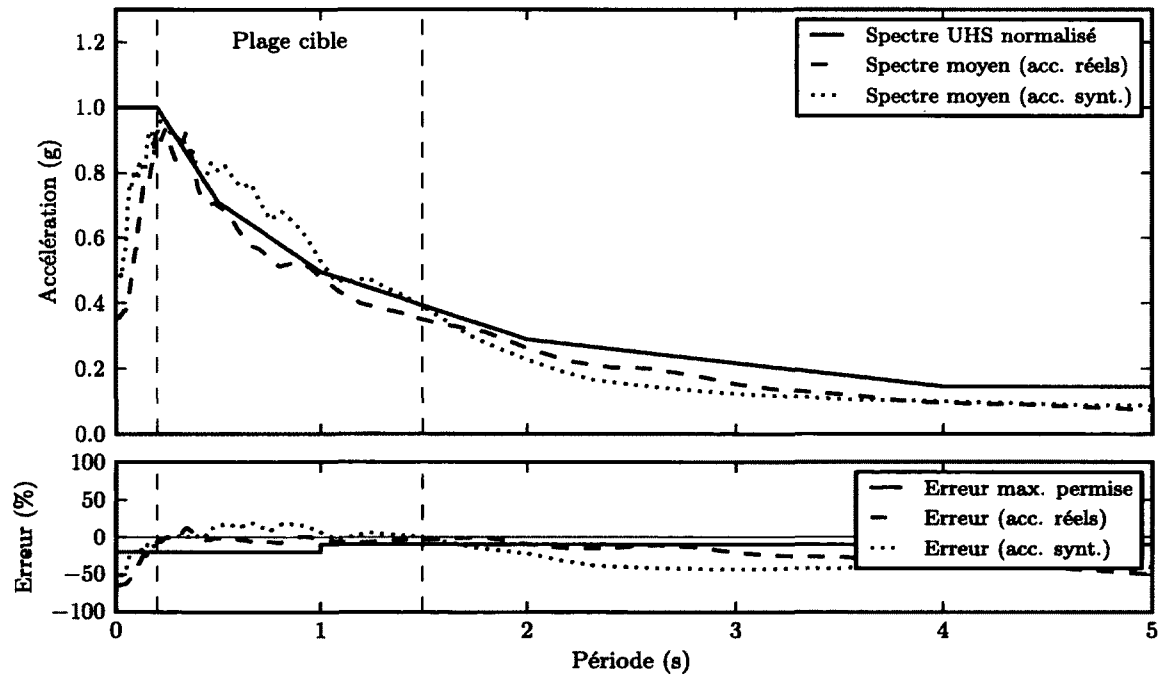


Figure 5.13 Spectre d'accélération et erreur pour la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1

Tableau 5.10 Accélérogrammes synthétiques retenus pour les analyses dynamiques

Direction principale		Direction perpendiculaire	
Nom	Facteur d'ajustement	Nom	Facteur d'ajustement
Pile O1P125N05LD5T1.00CRES1			
east7c1_8	0,525	east7c1_7	0,418
east7c1_4	0,597	east7c1_5	0,552
east7c1_11	0,695	east7c1_12	0,415
east7c1_23	0,578	east7c1_24	0,355
east7c1_2	0,518	east7c1_1	0,704
east7c1_26	0,648	east7c1_25	0,784
east7c1_18	0,924	east7c1_16	0,862
Pile O1P125N10LD3T0.10ARES2			
east7a1_10	0,572	east7a1_12	0,555
east7a1_9	0,514	east7a1_7	0,578
east7a1_13	0,530	east7a1_14	0,630
east7a1_3	0,740	east7a1_1	0,672
east7a1_5	0,568	east7a1_6	0,661
east7a1_23	0,503	east7a1_24	0,536
east6a1_15	0,914	east6a1_14	0,935
Pile O2P080N20LD5T1.00DRES2			
east7d1_45	0,502	east7d1_43	0,343
east7d1_9	0,548	east7d1_8	0,573
east7d1_4	0,592	east7d1_5	0,570
east7d1_26	0,657	east7d1_25	0,842
east7d1_11	0,692	east7d1_12	0,452
east7d1_23	0,603	east7d1_24	0,373
east7d1_2	0,616	east7d1_3	0,655
Pile O2P125N30LD8T0.25EROS2			
west6e1_28	0,773	west6e1_29	0,783

Suite à la page suivante...

Suite de la page précédente...

Direction principale		Direction perpendiculaire	
Nom	Facteur d'ajustement	Nom	Facteur d'ajustement
west7e1_29	0,697	west7e1_30	0,657
west7e1_8	0,595	west7e1_7	0,631
west6e1_3	0,678	west6e1_1	0,793
west6e1_36	0,948	west6e1_34	1,025
west6e1_14	0,902	west6e1_13	0,884
west7e1_1	0,877	west7e1_2	0,682
Pile O3P125N10LD3T0.50CROS1			
west7c1_8	0,613	west7c1_9	0,653
west7c1_30	0,693	west7c1_29	0,784
west7c1_27	0,813	west7c1_26	0,921
west7c1_2	0,695	west7c1_3	1,030
west6c1_1	0,846	west6c1_3	0,794
west6c1_30	0,856	west6c1_28	0,846
west6c1_14	1,002	west6c1_13	0,948
Pile O3P250N05LD8T1.00DROS1			
west7d1_29	0,552	west7d1_30	0,571
west7d1_26	0,733	west7d1_27	0,690
west7d1_4	1,206	west7d1_6	0,984
west7d1_10	1,023	west7d1_11	0,984
west7d1_9	0,547	west7d1_8	0,490
west6d1_28	0,676	west6d1_30	0,733
west7d1_18	1,171	west7d1_17	1,045

CHAPITRE 6

ANALYSE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS

Cette section a pour objectifs l'évaluation de la performance sismique des ponts conçus selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers, en utilisant les méthodes de modélisation numérique décrite aux chapitres 3 et 5, et identifie les limites des règles de conception pour atteindre les objectifs de rendement précis. Rappelons que les ponts considérés ici ne sont soutenus que par des piliers uniques, et donc que les performances sismiques dépendent seulement du comportement inélastique des piliers du pont.

6.1 Courbes de performance sismique

Tel que mentionné au chapitre 5, deux méthodes différentes peuvent être utilisées afin de déterminer la performance sismique d'un pont, soit la méthode par poussée progressive incrémentale et la méthode par analyses dynamiques. La méthode dynamique n'est effectuée que sur certaines piles de l'étude paramétrique afin d'en valider les résultats. Toutefois, la méthode de prédiction de la performance sismique par poussée progressive est réalisée pour l'ensemble des piles de l'étude paramétrique.

6.1.1 Prédiction de la performance sismique selon la méthode par poussée progressive

La prédiction de la performance sismique selon la méthode par poussée progressive débute par la réalisation d'une analyse des piles sous chargement cyclique. La figure 6.1 présente la courbe hystérétique du pilier O1P125N05LD5. On remarque que les points indiquant l'atteinte des différents états limites (fissuration, plastification, perte du recouvrement,...) sont également indiqués sur la figure. Les courbes hystérétiques des cinq autres piles servant à la validation de la méthode d'analyse par poussée progressive sont présentées à l'annexe D.

À partir de la figure 6.1, on remarque que le déplacement à la plastification est de 29,1 mm et que le déplacement à l'atteinte de l'état limite ultime est de 313,7 mm. La pile possède donc une ductilité de 10,7. Selon le niveau de ductilité, et suivant le fait que quatre cycles

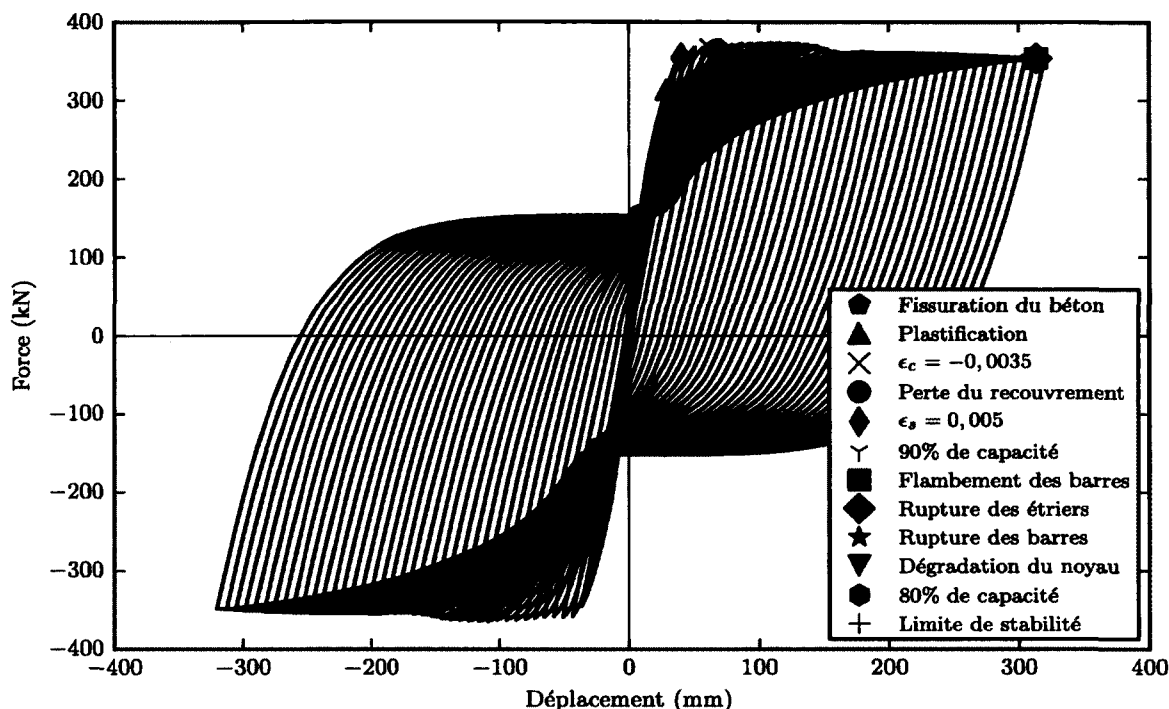


Figure 6.1 Courbe force-déplacement et point limite de la pile O1P125N05LD5

avec incrémentation constante sont réalisés par unité de ductilité (1/4, 1/2, 3/4 et 1,0 unité de déplacement), 44 cycles ont été effectués pour cette analyse par poussées progressives incrémentales. Les points indiquant l'atteinte des différents états limites sont trouvés à partir des valeurs des contraintes et des déformations dans les différents matériaux (voir section 5.3). En fonction de la réponse cyclique de la pile, l'amortissement visqueux équivalent est déterminé (équation 5.12). La courbe d'amortissement visqueux équivalent de la pile O1P125N05LD5, de même que les courbes de toutes les autres piles, sont présentées à la figure 6.2. La figure inclut également la courbe d'amortissement équivalent proposée par [Kowalsky *et al.*, 1995] basée sur la ductilité des piles de ponts (équation 6.1). Selon cette équation de l'amortissement en fonction de la ductilité, ξ_0 est l'amortissement initial et est considéré à 2%.

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (6.1)$$

Pour des ductilités inférieures à 3, les courbes d'amortissement visqueux équivalent obtenues à partir de l'étude paramétrique suivent le profil de la courbe d'amortissement développée par [Kowalsky *et al.*, 1995]. Toutefois, pour des niveaux de ductilités supé-

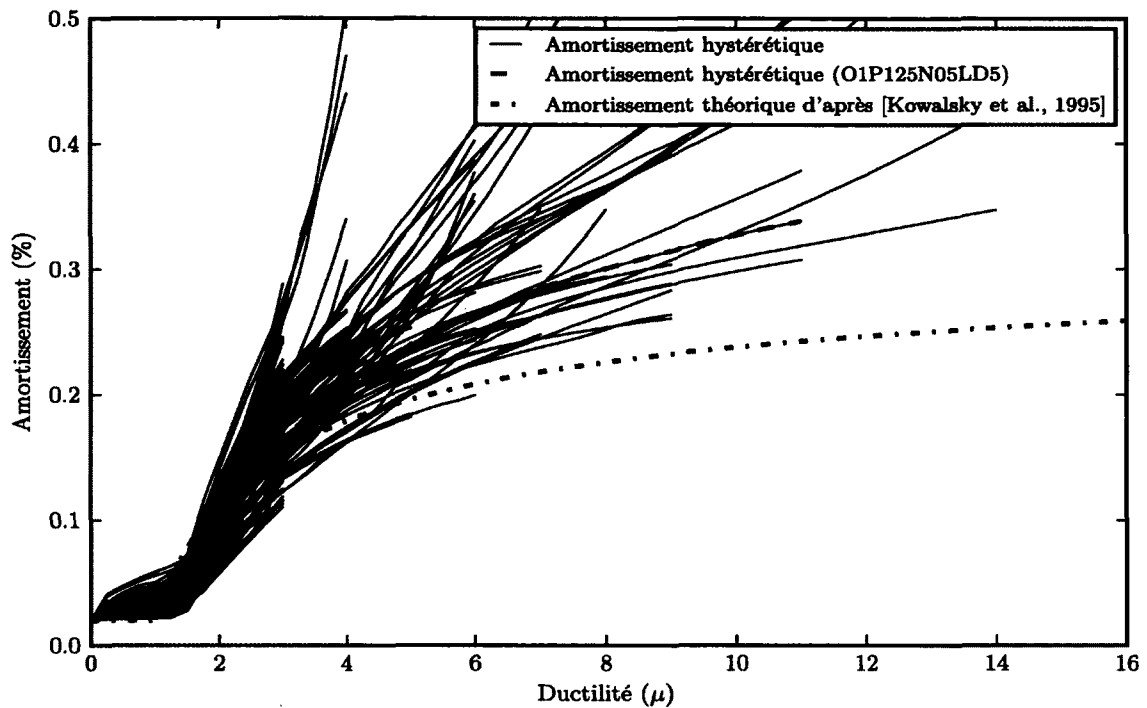


Figure 6.2 Courbes d'amortissement visqueux équivalent des piles de l'étude paramétrique en fonction de leur ductilité

rieurs à 3, les courbes d'amortissement de l'étude paramétrique se distancent de la courbe d'amortissement de [Kowalsky *et al.*, 1995]. Ces différences proviennent du fait que les réponses cycliques ne sont pas les mêmes. En effet, la courbe hystérétique utilisée pour développer l'équation 6.1 possède une allure plus serrée que les courbes hystérétiques obtenues de l'étude paramétrique. La courbe étant plus serrée, pour un même déplacement, l'énergie dissipée est diminuée et, par le fait même, l'amortissement est plus faible.

Avec l'amortissement visqueux équivalent calculé, les facteurs de corrections d'amortissement, DMF, sont déterminés et appliqués aux spectres d'accélération originaux afin d'établir la courbe de performance sismique des piles. La courbe de performance face à un tremblement de terre de la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1 est montrée à la figure 6.3.

À partir de la courbe de performance sismique de la pile O1P125N05LD5, on remarque que la fissuration survient lorsque l'accélération maximale au sol atteint 0,032 g. Au-delà de ce PGA, une fissuration de traction est présente. Si l'accélération maximale au sol est inférieure à 0,032 g pour cette pile, alors il n'y a aucun dommage. Il est également possible d'observer que, selon les différents paramètres d'excitations sismiques auxquels la pile O1P125N05LD5 est soumise, le dépassement du niveau de service immédiat est contrôlé

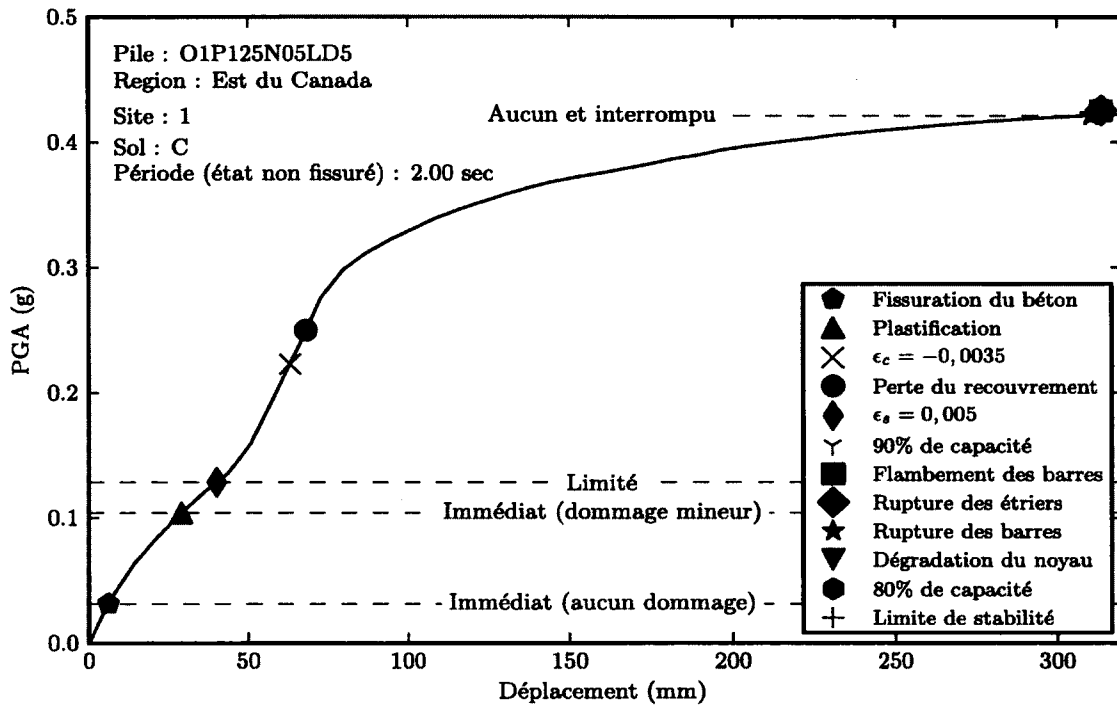


Figure 6.3 Courbe de performance sismique de la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1

par la plastification des barres d'armatures longitudinales. En effet, la plastification des barres survient lorsque le PGA atteint 0,104 g tandis que la limite de déformation du béton non confiné pour le niveau de service immédiat se produit à un PGA de 0,223 g. Donc, tant que l'accélération maximale au sol n'atteint pas 0,104 g, le niveau de service est considéré comme immédiat et les dommages à la structure sont réduits au minimum. Après le niveau de service immédiat, on retrouve le niveau de service limité. D'après la courbe de performance de la pile, le pilier possède un niveau de service limité jusqu'à une accélération maximale au sol de 0,128 g, soit jusqu'à l'atteinte d'une déformation de 0,005 dans les barres d'armatures longitudinales. Pour cette pile, les états limites de perte du recouvrement de béton et de 90% de capacité ne surviennent qu'après l'atteinte de la déformation limite des barres d'acier. Jusqu'à ce stade, les dommages sont encore réparables. La rupture des barres d'armatures longitudinales arrive lorsque l'accélération maximale au sol atteint 0,421 g. Donc, le niveau de service interrompu est respecté jusqu'à un PGA de 0,421 g, après quoi le niveau de service devient nul. Après la rupture des barres, il y a une perte de capacité causée par la rupture des étriers provoquant ainsi le dépassement des états limites de 90% et 80% de capacité résiduelle, du flambement des barres longitudinales et de la dégradation du noyau de béton confiné. Finalement, cette

perte de capacité cause l'atteinte de la limite de stabilité à un PGA quasi identique à celui de la rupture des barres (annexe E).

À travers toutes les courbes de performance obtenues des analyses par poussée progressive (figure 6.4 à 6.8), deux différentes allures de courbes de performance sont observées. Les six courbes de performances des piles retenues pour la validation des résultats représentent bien les deux formes. Tout d'abord, certaines courbes possèdent une pente quasi linéaire jusqu'à la plastification des barres d'armatures longitudinales ou la perte de recouvrement pour ensuite voir la pente de la courbe s'adoucir avec l'augmentation des déplacements jusqu'à la limite de stabilité. Par contre, certaines autres courbes de performance possèdent une pente plutôt linéaire jusqu'à l'atteinte de la limite de stabilité. Les courbes de performance des piles O1P125N05LD5, O1P125N10LD3 et O2P125N30LD8 illustrent le premier type de forme (courbe non linéaire) tandis que les piles O2P080N20LD5, O3P125N10LD3 et O3P250N05LD8 mettent en lumière la deuxième allure de courbe de performance observée (courbe linéaire).

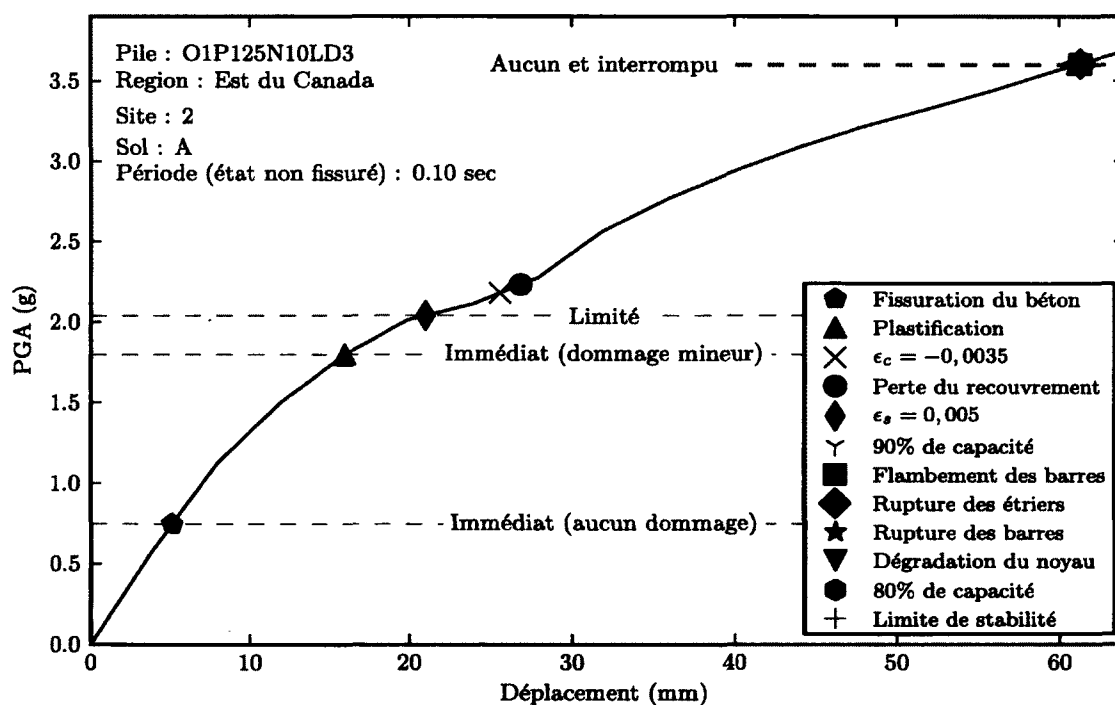


Figure 6.4 Courbe de performance sismique de la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2

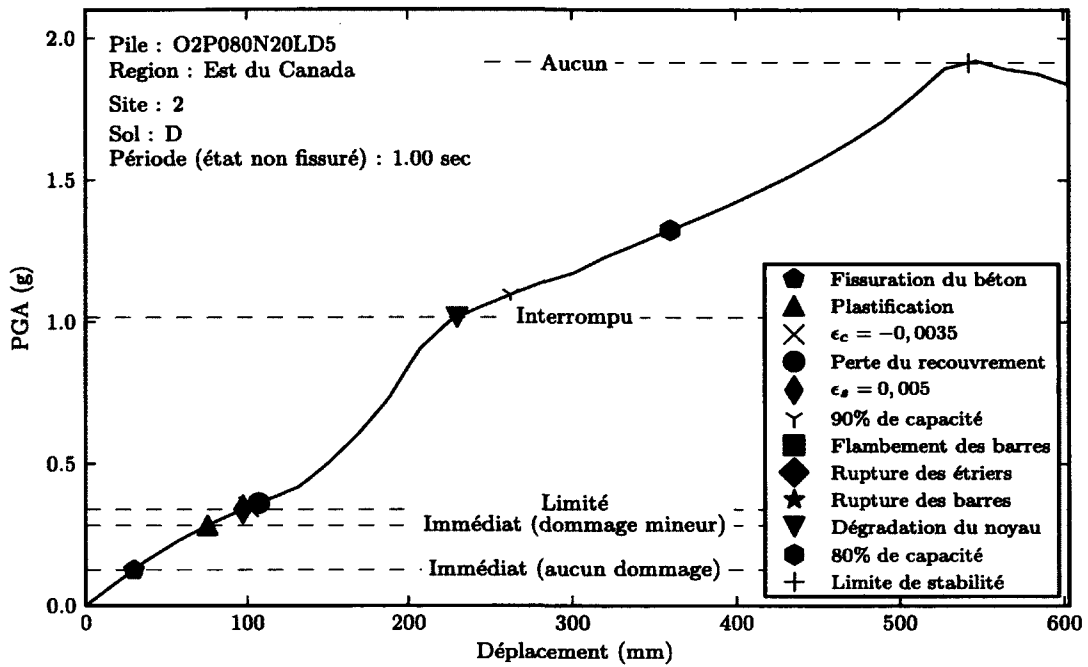


Figure 6.5 Courbe de performance sismique de la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2

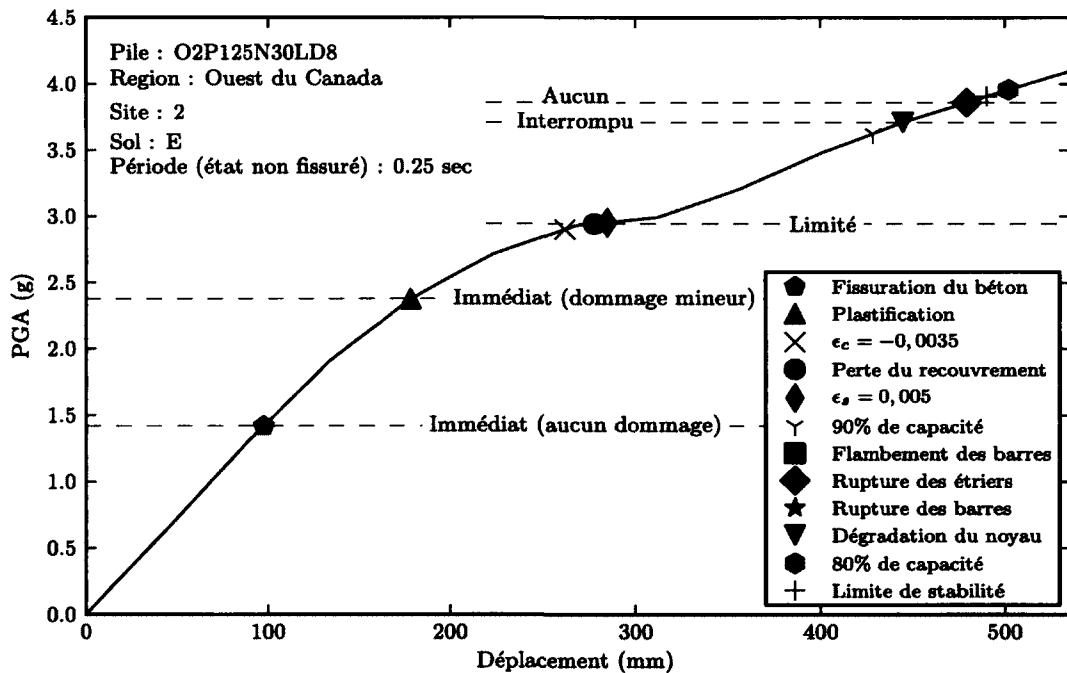


Figure 6.6 Courbe de performance sismique de la pile O2P125N30LD8T0.25CROS2

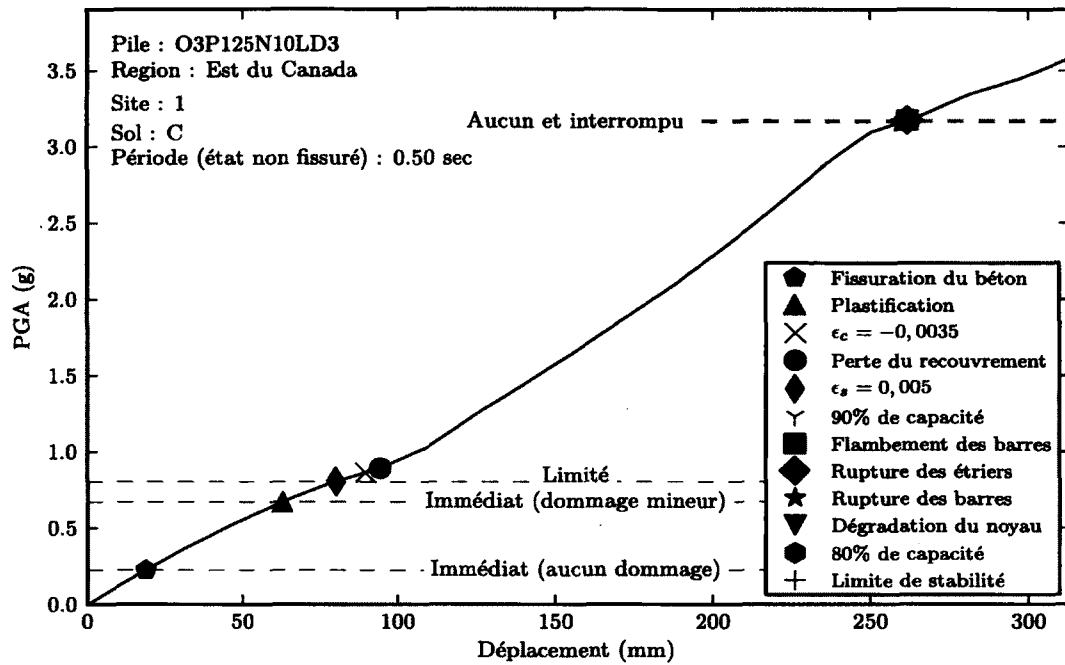


Figure 6.7 Courbe de performance sismique de la pile O3P125N10LD3T10.50CRES1

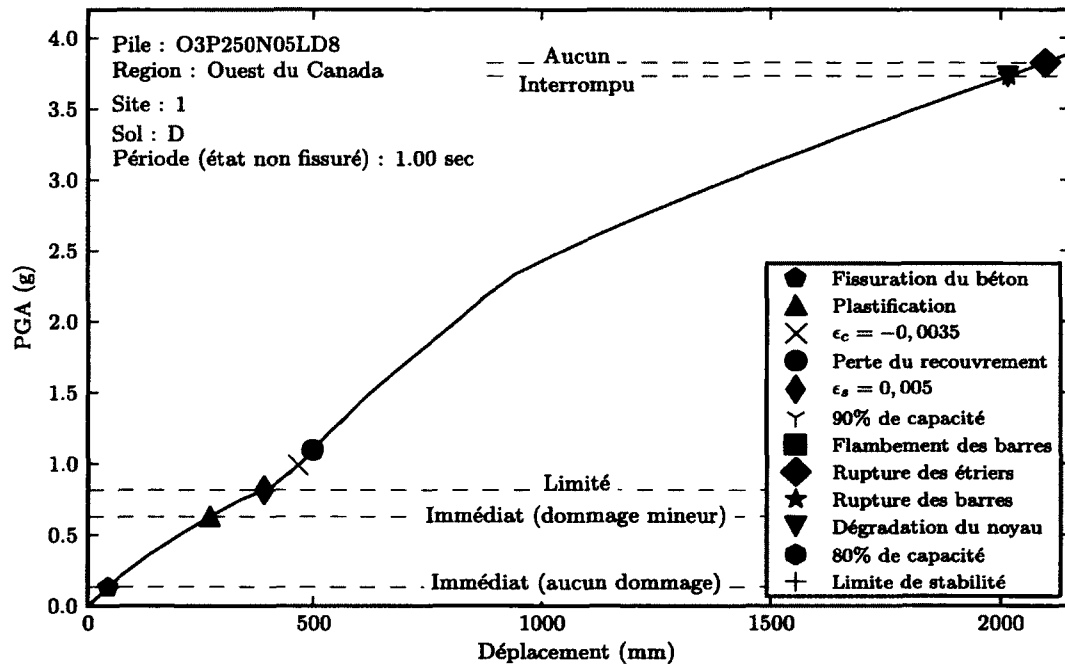


Figure 6.8 Courbe de performance sismique de la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1

Les courbes de performance du premier type sont observées surtout lorsque la période fondamentale de vibration des piles est de 0,1 ou 2,0 s. Quand la période propre est de 0,25, 0,5 ou 1,0 s, la forme des courbes de performance se situe plus au niveau du deuxième type d'allure. Ceci est expliqué par le fait que l'allure de la courbe de performance est directement reliée à la forme du spectre d'accélération et à la plage de période équivalente de la pile. En effet, lorsque les piles possèdent une période fondamentale de 0,25, 0,5 ou 1,0 s, les plages de périodes équivalentes moyennes sont de 0,25 à 0,78 s, 0,50 à 1,57 s et 1,0 à 3,14 s, respectivement, tandis que pour les piles ayant des périodes propres de 0,1 et 2,0 s, les plages de périodes équivalentes moyennes sont de 0,10 à 0,31 s et de 2,0 à 6,28 s comme le montre la figure 6.9. Jusqu'à une période de 4,0 s, l'écart entre l'accélération équivalente, $S_{a_{eq}}$, et l'accélération calculée à partir du spectre modifié par le facteur de correction d'amortissement, $S_{a_{DMFT_{eq}}}$, est constante. Effectivement, la diminution de l'accélération équivalente, causée par une baisse de la rigidité équivalente avec l'augmentation des déplacements, est également suivie d'une diminution sensiblement identique de l'accélération obtenue du spectre modifié par le DMF. Ceci fait en sorte que la courbe d'accélération maximale au sol équivalente, PGA_{eq} , suit une pente sensiblement linéaire pour les piles ayant une période fondamentale de 0,25, 0,5 ou 1,0 s. Il existe tout de même quelques petits changements de pente mineurs dans les courbes de performance dites linéaires. Ceci est une conséquence directe des changements de pentes du spectre d'accélération à partir duquel la courbe de performance est établie. Plus les changements de pentes dans le spectre d'accélération sont prononcés, plus les changements de pentes de la courbe de performance le sont également.

Lorsque les piles possèdent une période propre de 0,1 ou 2,0 s, leurs courbes de performance sont plutôt du type non linéaire. Toutefois, la non-linéarité des courbes de performance selon les deux périodes de vibration ne peut être expliquée par le même phénomène. Tout d'abord, la courbe de performance non linéaire des piles ayant une période fondamentale de 0,1 s est expliquée par le fait que, pour les structures aux faibles périodes, la masse et le sol se déplacent simultanément sans déplacement relatif. Ainsi, lorsque la plastification des armatures longitudinales est atteinte, la pente de la courbe de performance diminue grandement puisque l'accélération est conservée quelle que soit la réponse non linéaire de la pile. En ce qui concerne la non-linéarité de la courbe de performance des piles possédant une période propre de 2,0 s, celle-ci est causée par le fait que la plage de périodes équivalentes s'étend au-delà de la période de 4,0 s. Lorsque la période équivalente devient supérieure à 4,0 s, l'écart entre l'accélération équivalente et l'accélération calculée à partir du spectre modifié par le facteur de correction d'amortissement diminue puisque cette dernière ne se réduit pas au même taux que l'accélération équivalente étant donné le

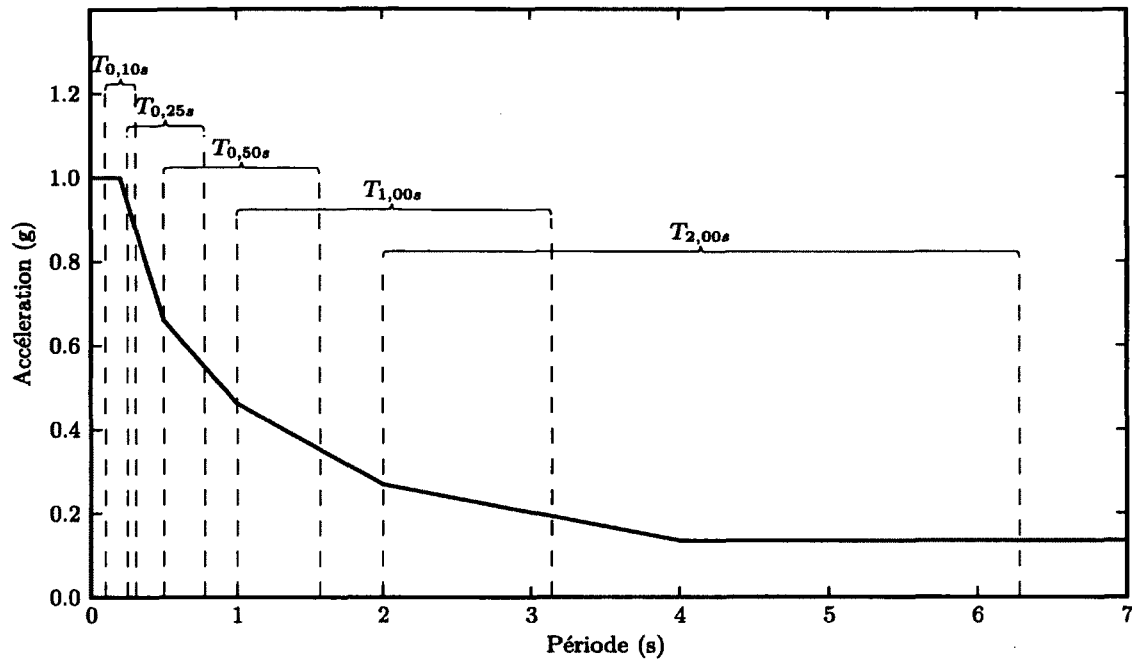


Figure 6.9 Plage des périodes équivalentes moyennes en fonction des périodes fondamentales

plateau du spectre d'accélération pour des périodes plus hautes que 4,0 s. Donc, la non-linéarité des courbes de performance des piles ayant une période propre de 2,0 s débute lorsque la période de vibration équivalente atteint 4,0 s.

Il existe également une grande variabilité au niveau de l'échelle des valeurs d'accélération maximale au sol des courbes de performance. En général, pour les piles ayant de faibles périodes fondamentales, les valeurs d'accélération PGA_{eq} à l'atteinte des différents états limites sont beaucoup plus élevées que les valeurs d'accélérations maximales au sol à l'atteinte des mêmes états limites de leurs homologues aux périodes fondamentales plus élevées. La figure 6.10 illustre la variabilité au niveau de l'échelle des valeurs d'accélération maximale au sol pour la pile O1P125N05LD5. Les différences dans les échelles de valeurs de PGA_{eq} sont directement reliées aux plages de périodes équivalentes. En effet, pour une même rigidité et un même niveau d'excitation, plus la période de vibration est grande, plus les déplacements sont importants. Conséquemment, si les déplacements sont plus grands pour un même niveau d'excitation, les états limites sont atteints à des niveaux d'excitation moins élevés.

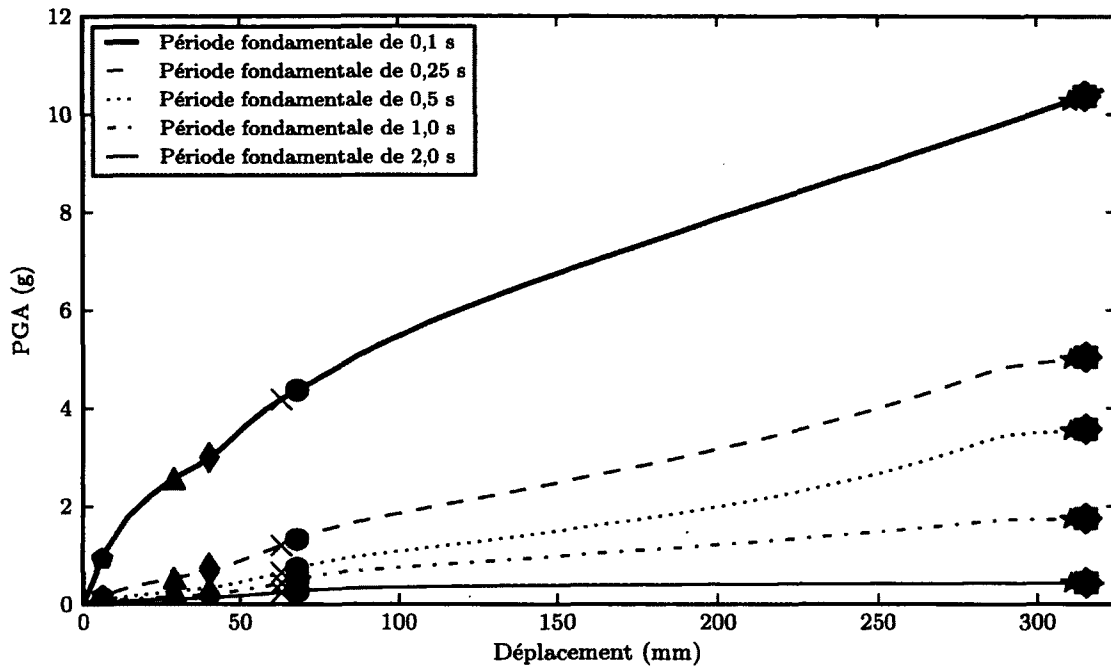


Figure 6.10 Comparaison des courbes de performance en fonction des périodes fondamentales

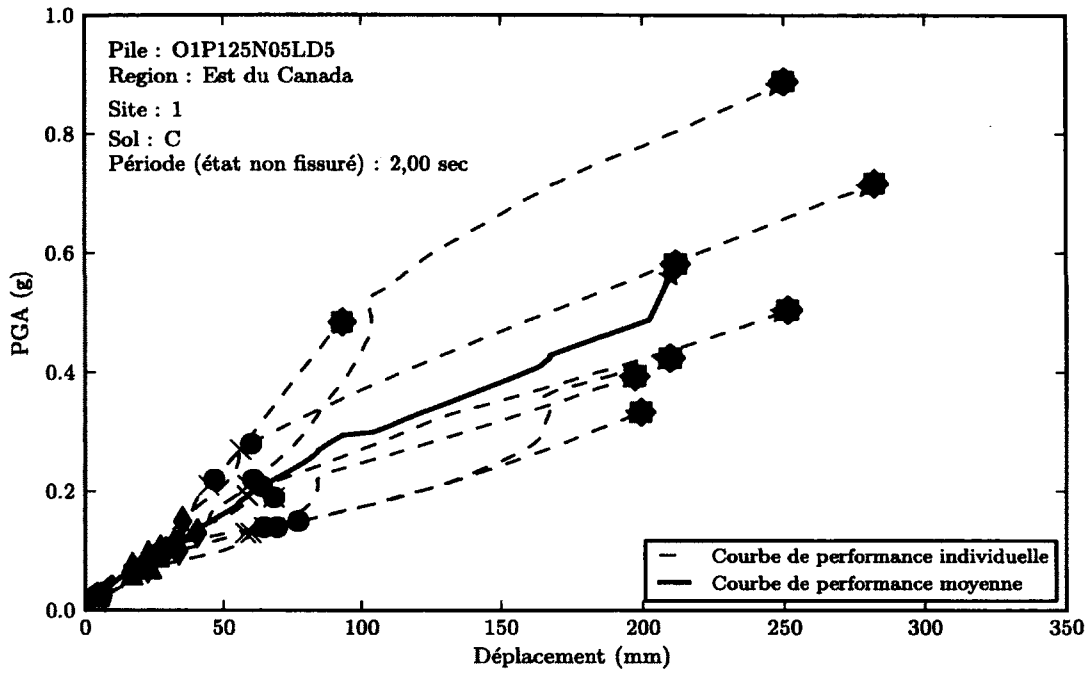
La courbe de performance ainsi obtenue à partir de la méthode par poussée progressive permet donc de connaître le déplacement en tête de pile ainsi que l'endommagement face à un évènement sismique.

6.1.2 Prédiction de la performance sismique selon la méthode par analyse dynamique

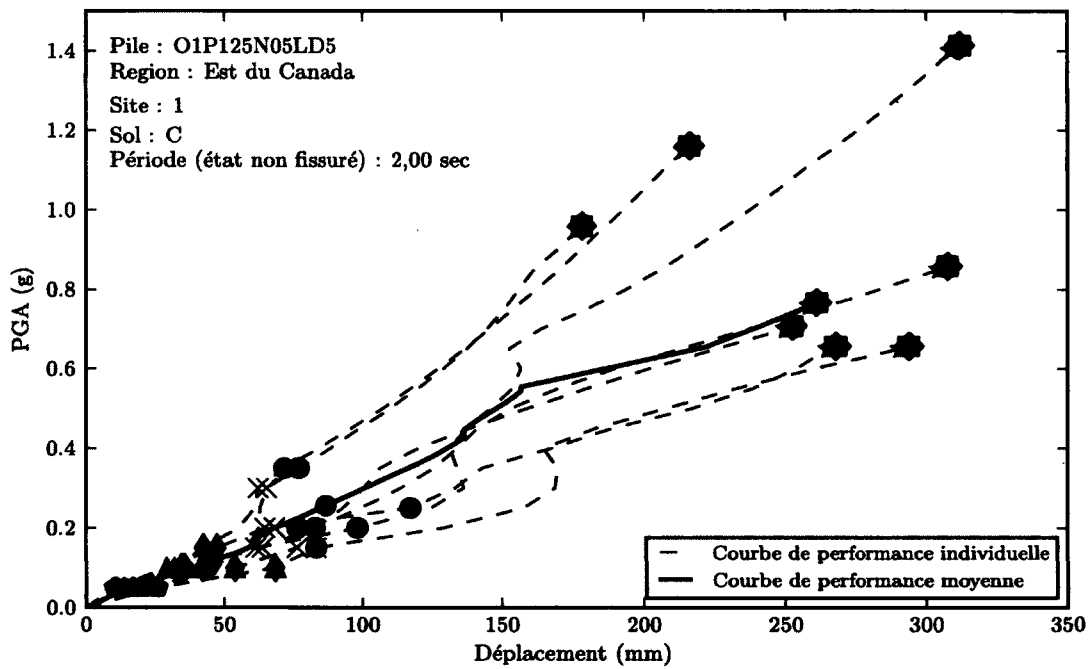
La prédiction de la performance sismique selon la méthode par analyse dynamique est effectuée sur les six piles retenues pour la validation des deux méthodes. Comme mentionné dans le chapitre 5, les six piles sont soumises à des accélérogrammes synthétiques ainsi qu'à des accélérogrammes réels lorsque ces derniers sont disponibles. Afin de déterminer la courbe de performance d'une pile qui s'exprime en terme d'accélération maximale au sol et de déplacements, la réponse sismique de celle-ci est déterminée selon plusieurs niveaux d'intensité, et ce, pour chacun des tremblements de terre. Les courbes de performance des piles 01P125N05LD5 et 02P080N20LD5 sont déterminées selon un pas d'incrément de 0,01 g tandis que l'incrément d'accélération maximale au sol de la pile 01P125N10LD3 est de 0,05 g. Pour les piles 02P125N30LD8, 03P125N10LD3 et 03P250N05LD8, l'augmentation du PGA est de 0,02 g. Pour chaque niveau d'accé-

lération maximale au sol, la réponse sismique est évaluée afin de déterminer le PGA à l'atteinte des différents états limites. Ce processus est réalisé jusqu'au dépassement de la limite de stabilité et pour chaque groupe d'accélérogrammes orthogonaux. En fonction du déplacement, de l'accélération maximale au sol et des informations aux points limites, les courbes de performance selon chaque accélérogramme sont déterminées. Les figures 6.11a et 6.11b présentent les courbes de performance de la pile 01P125N05LD5 pour les accélérogrammes synthétiques et réels, respectivement. Les courbes de performance obtenues des accélérogrammes synthétiques et réels pour les cinq autres piles servant à la validation sont présentées à l'annexe F. À partir des courbes de performance des accélérogrammes synthétiques et réels, une courbe de performance moyenne est déterminée pour chaque type d'accélérogramme. Ces courbes de performance moyenne sont obtenues de la moyenne des accélérations maximales au sol pour chaque déplacement. L'atteinte des points limites sur les courbes de performance moyenne est établie comme étant à la valeur moyenne des déplacements respectifs pour chaque état limite. Les courbes de performances moyennes sont également indiquées sur les figures 6.11a et 6.11b. La figure 6.12 compare les courbes de performance obtenues à partir des accélérogrammes synthétiques à celles calculées à partir des accélérogrammes réels. On y constate que, dans l'ensemble, bien qu'il y a quelques différences, les deux courbes de performance moyennes se suivent. Toutefois, la principale différence est que, en général, les courbes de performance calculées avec les accélérogrammes réels sont plus élevées en terme d'accélération au sol que leurs analogues obtenus avec les accélérogrammes synthétiques. Cela est expliqué par la méthode d'ajustement des divers accélérogrammes sur le spectre cible. En effet, pour les accélérogrammes réels, l'ajustement est réalisé en fonction de la moyenne des spectres orthogonaux tandis que, pour les accélérogrammes synthétiques, les composantes orthogonales sont ajustées séparément sur le spectre cible. En conséquence, les dommages à la pile sont généralement plus localisés lorsqu'elle est soumise aux séismes artificiels qu'aux séismes réels, diminuant ainsi le niveau d'accélération maximale au sol requis pour atteindre les différents états limites.

Parmi les différentes courbes de performance obtenues avec les accélérogrammes réels et synthétiques, on remarque qu'il y a une différence de déplacement à l'atteinte de la limite de stabilité de la pile. Cela est directement relié à la réponse en déplacement et, plus particulièrement, au déplacement maximum en tête de pile. En effet, lorsque les déplacements maximums dans les deux directions orthogonales surviennent simultanément, de grandes déformations sont induites dans les fibres d'acier et de béton situées à l'opposé de la direction du déplacement, provoquant ainsi le dépassement de la limite de stabilité à de faibles déplacements. La figure 6.13 illustre bien le cas où les déplacements maxi-



(a) Accélérogrammes synthétiques



(b) Accélérogrammes réels

Figure 6.11 Comparaison des réponses en déplacement selon deux différents couples d'accélérogrammes

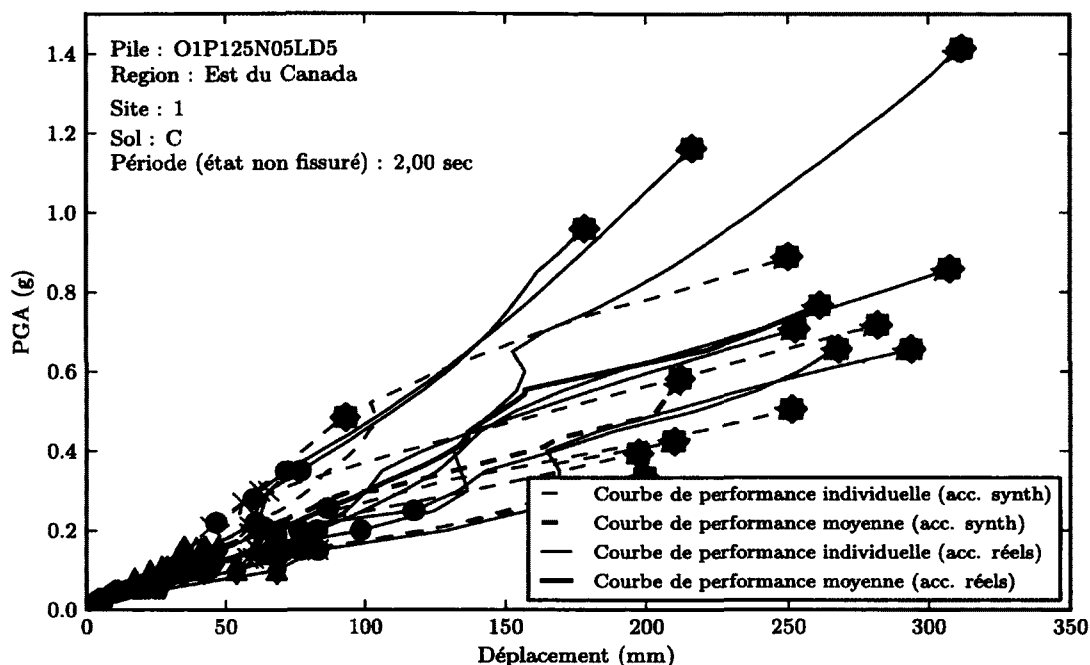


Figure 6.12 Courbes de performance selon des accélérogrammes synthétiques et réels de la pile O1P125N05LD5

mums orthogonaux se produisent au même moment. Pour ce séisme, le déplacement en tête de pile à l'état limite critique est de 92,9 mm. À l'opposé, lorsque les déplacements perpendiculaires surviennent à des temps distincts et que les mouvements du sol sont tels qu'ils provoquent des dommages importants que sur une seule face de la pile (voir figure 6.14) le déplacement en tête de pile s'avère beaucoup plus grand à l'atteinte de la limite de stabilité.

L'accélération maximale au sol causant le dépassement de la limite de stabilité est également très variable. Le PGA à la perte de stabilité varie de 0,33 g à 1,41 g en fonction des différents séismes auxquels la pile O1P125N05LD5 a été soumise. La similitude des réponses orthogonales influence grandement l'accélération maximale au sol à l'atteinte de l'état limite critique. Effectivement, lorsque celles-ci sont semblables, telles que les réponses en déplacement présentées à la figure 6.15, les dommages à la pile sont localisés et le dépassement de la limite de stabilité se produit à de faibles valeurs de PGA. À l'inverse, lorsque les réponses sismiques sont différentes selon les axes principaux, les dommages sont distribués tout autour de la pile et sont plus faibles. L'accélération maximale au sol provoquant la perte de stabilité est alors plus importante.

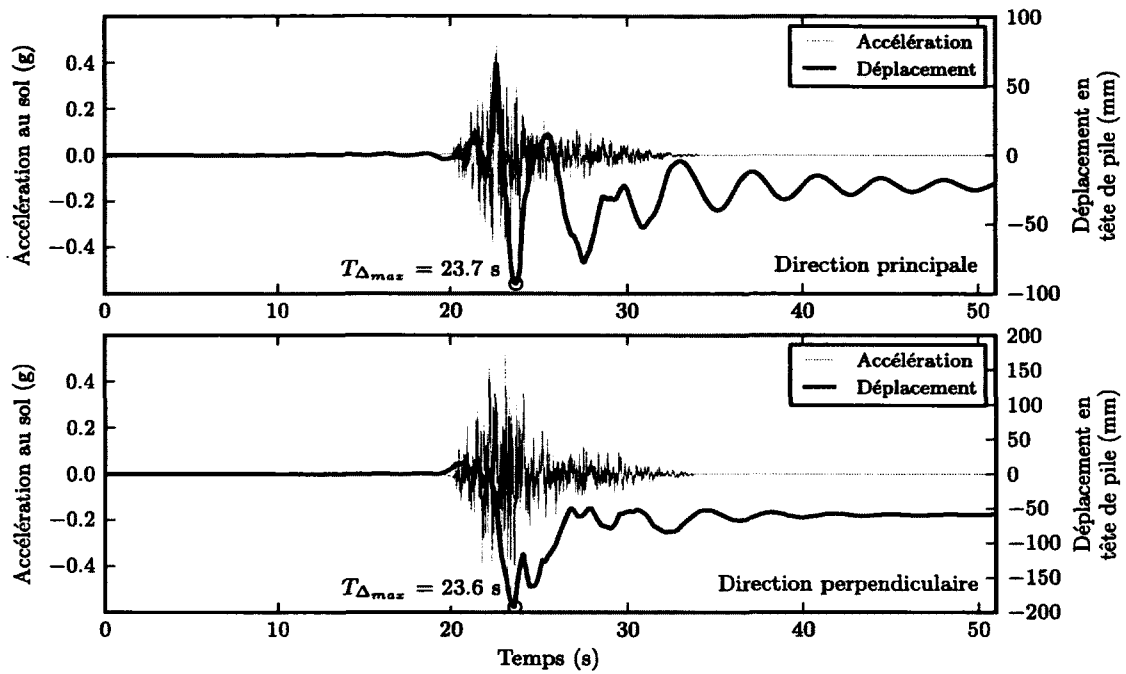


Figure 6.13 Réponses en déplacement de la pile O1P125N05LD5 selon les accélérogrammes synthétiques east7c1_26 et east7c1_25

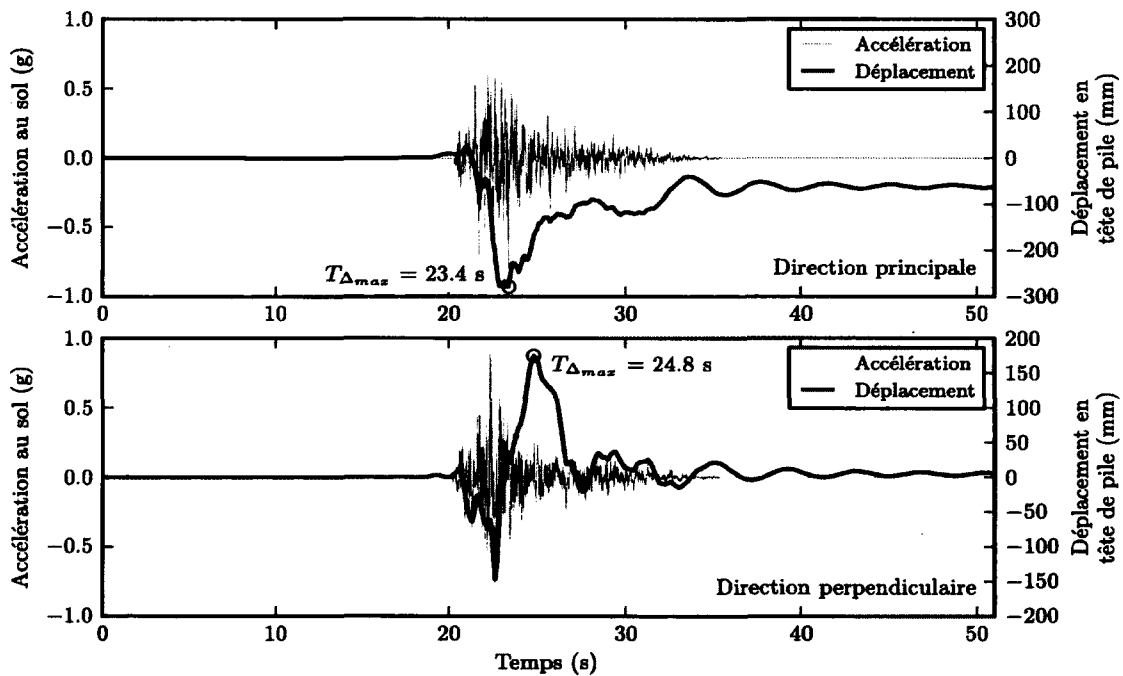


Figure 6.14 Réponses en déplacement de la pile O1P125N05LD5 selon les accélérogrammes synthétiques east7c1_18 et east7c1_16

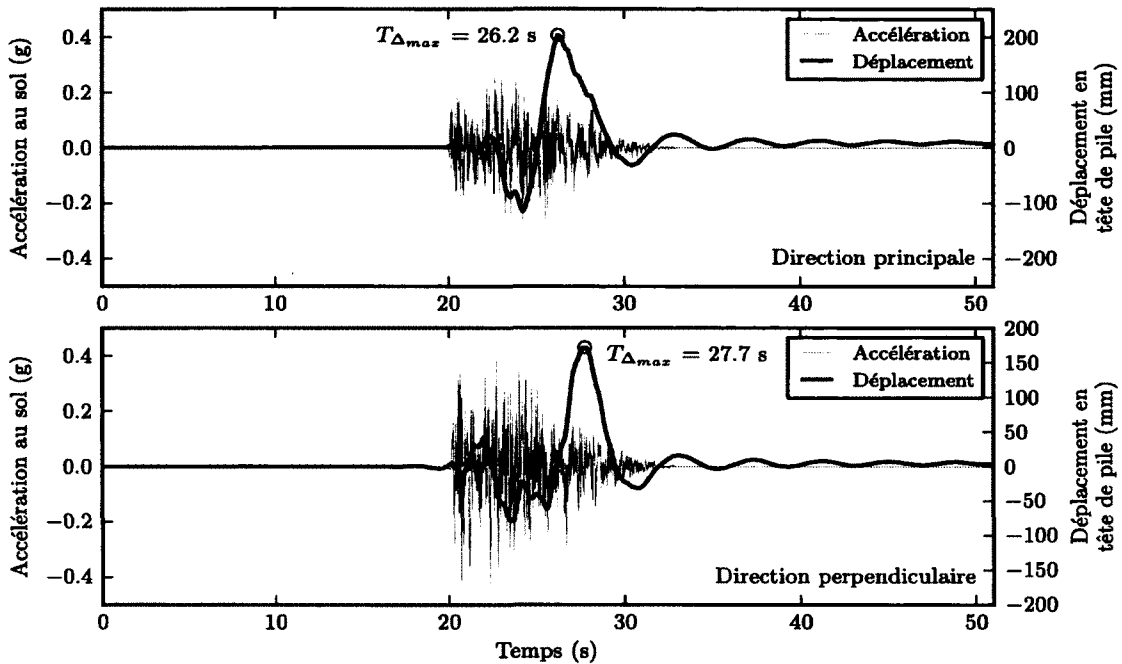


Figure 6.15 Réponses en déplacement de la pile O1P125N05LD5 selon les accélérogrammes synthétiques east7c1_2 et east7c1_1

6.1.3 Comparaison des 2 méthodes de prédiction de la performance sismique

Les deux méthodes précédentes permettent de déterminer la courbe de performance d'un pilier de pont face à un évènement sismique. Une comparaison des deux méthodes est alors possible par la comparaison des courbes de performance prédites. La figure 6.16 présente les courbes de performance de la pile O1P125N05LD5 obtenues par la méthode de la poussée progressive incrémentale et par la méthode dynamique pour des accélérogrammes synthétiques et réels.

Comme on peut le remarquer sur la figure 6.16, il y a deux grandes différences entre les courbes de performance prédites par les deux méthodes. La première dissemblance est située au niveau des déplacements à l'atteinte des divers états limites. Les déplacements aux dépassements des états limites déterminés par la méthode d'analyse dynamique ne sont pas identiques aux déplacements calculés par la méthode par poussée progressive. Par contre, on constate que les déplacements à l'atteinte des cinq premiers états limites (fissuration du béton, plastification des barres, $\epsilon_c = -0,0035$, perte du recouvrement, $\epsilon_s = 0,005$) sont comparables dans les deux méthodes. L'écart moyen de ces cinq états limites est de 15%. Toutefois, avec un écart de 17%, la méthode dynamique avec les accélérogrammes

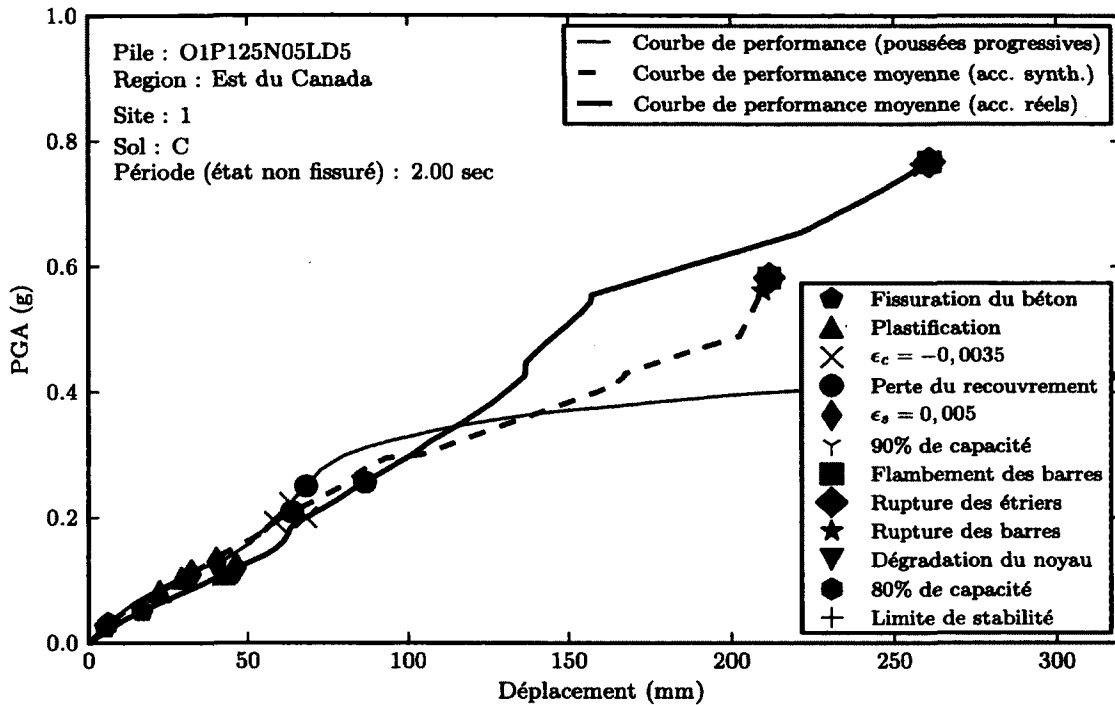


Figure 6.16 Comparaison des courbes de performance de la pile O1P125N05LD5 obtenues selon les deux méthodes de prédiction

réels semble donner des valeurs de déplacements supérieures au dépassement des états limites supérieurs. Ces différences de déplacements sont expliquées par le fait que, lors des analyses dynamiques, les piles sont soumises à un chargement bidirectionnel tandis que pour la méthode par poussée progressive, les piles ne sont soumises qu'à un chargement unidirectionnel. La figure 6.17 présente les courbes de performance obtenues par la méthode dynamique en ne considérant qu'une seule direction sismique sur la pile. On y constate que les déplacements à l'atteinte des différents états limites sont identiques à ceux déterminés par la méthode par poussée progressive. Donc, les écarts dans les déplacements proviennent bel et bien de l'action bidirectionnelle des séismes sur les piles.

On remarque également une différence entre les accélérations maximales au sol à l'atteinte des états limites qui surviennent à de grands déplacements tels que la rupture des barres, la rupture des étriers et la perte de stabilité. Autant pour les courbes de performance moyenne obtenues à partir des accélérogrammes synthétiques que réels, le dépassement de ces états limites a lieu à des PGA supérieurs à celui calculé avec la méthode par poussée progressive, suggérant ainsi que la méthode par poussée progressive est conservatrice. Ce phénomène est observé principalement pour les piles ayant une période propre à l'état non fissurée de 2,0 s. L'écart entre les accélérations maximales au sol provient du fait que la courbe de

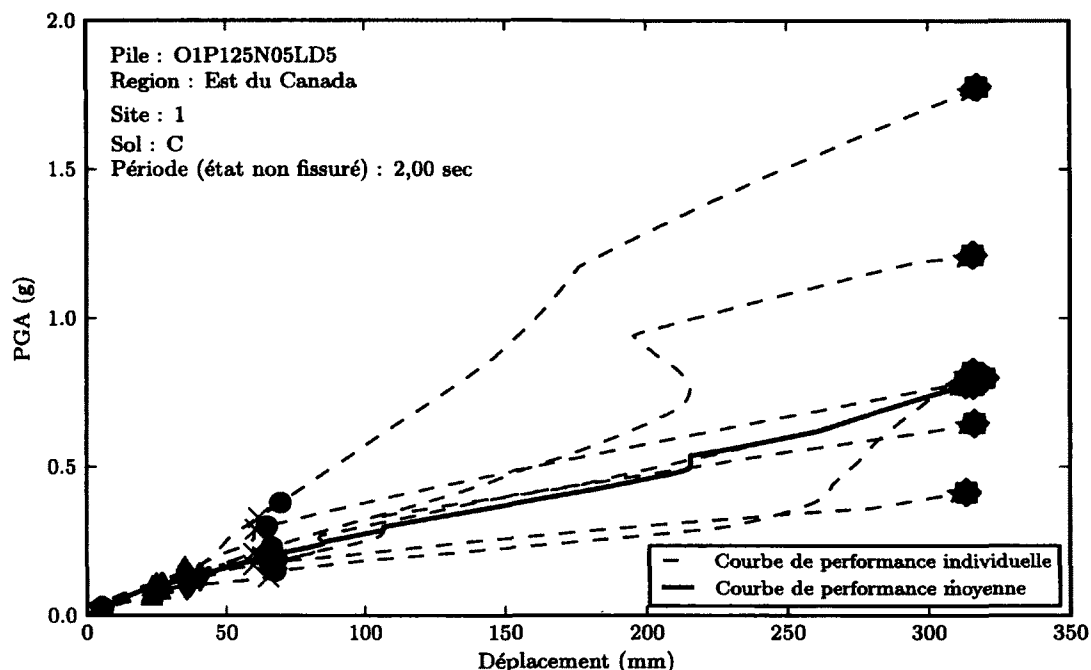


Figure 6.17 Courbes de performance de la pile O1P125N05LD5 selon les accélérogrammes synthétiques unidirectionnels

performance calculée à l'aide la méthode par poussée progressive est basée sur un spectre d'accélération qui contient un plateau pour les périodes supérieures à 4,0 s. Effectivement, les spectres d'accélérations des accélérogrammes synthétiques et réels ne possèdent pas ce plateau, mais tendent plutôt vers une accélération nulle avec l'augmentation de la période de vibration. Afin de valider le tout, une analyse par la méthode par poussée progressive est effectuée sur la pile O1P125N05LD5, mais cette fois-ci en utilisant un spectre d'accélération qui suit celui des accélérogrammes. On constate, à partir de la figure 6.18, qu'en utilisant un spectre d'accélération représentatif du spectre d'accélération des accélérogrammes synthétiques et réels, la méthode par poussée progressive détermine une courbe de performance très semblable aux courbes de performance obtenues par la méthode dynamique. Certaines différences subsistent toujours au niveau des déplacements, mais tel que mentionné précédemment, cela est dû à la bidirectionnalité des mouvements du sol dans les analyses dynamiques.

À travers les cinq autres piles analysées selon les deux méthodes de prédiction des courbes de performance (voir figures 6.19 à 6.23), on remarque que pour la pile O1P125N10LD3T0.10-ARES2, la courbe de performance obtenue par la méthode statique est légèrement supérieure à la courbe de performance déterminée par la méthode dynamique. Les déplacements

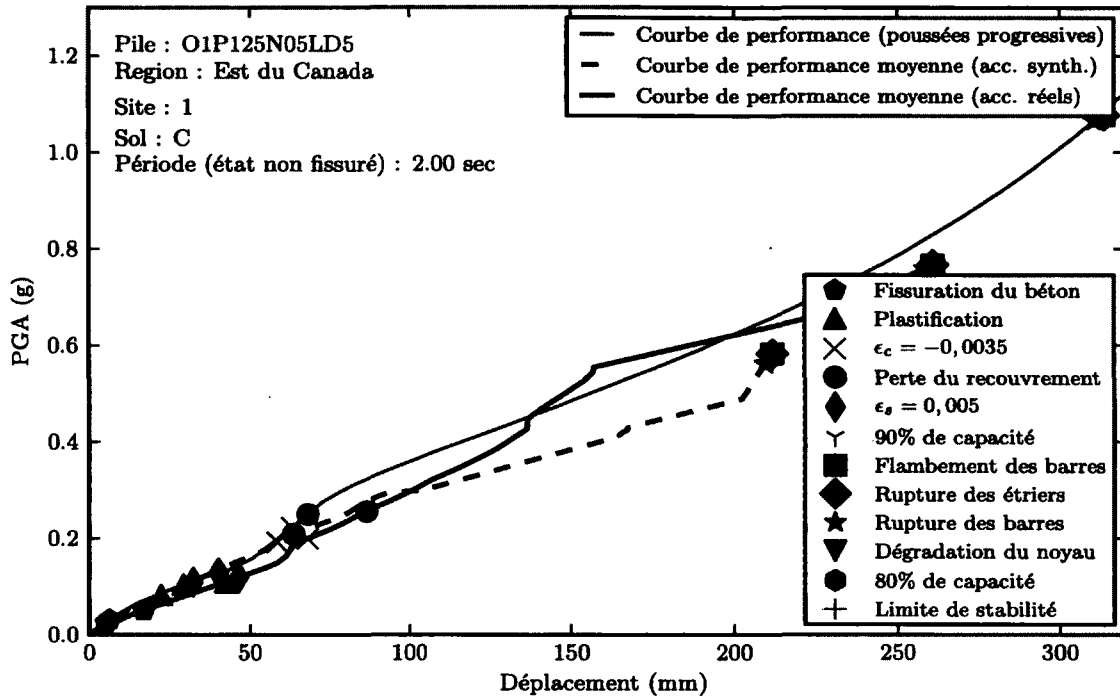


Figure 6.18 Comparaison des courbes de performance de la pile O1P125N05LD5 obtenues selon les deux méthodes de prédiction et avec un spectre d'accélération modifié

à l'atteinte des différents états limites sont également tous supérieurs pour la méthode par poussée progressive que la méthode dynamique. La différence entre les deux courbes est d'environ 25%. Pour la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2, on constate que les courbes de performance déterminées par la méthode statique et par la méthode dynamique selon les accélérographes réels sont pratiquement superposées l'une sur l'autre. En effet, il n'y a qu'une différence moyenne de 3% entre ces deux courbes. Toutefois, on constate que la différence est plus grande avec la courbe de performance moyenne obtenue avec les accélérographes synthétiques. Cette différence s'explique par le fait qu'une des sept courbes de performance avec lesquelles la courbe moyenne est réalisée est non représentative du lot. Effectivement, comme l'illustre la figure 6.17, une des sept courbes de performance est supérieure à toutes les autres courbes par un facteur d'au moins trois. En conséquence, la courbe de performance moyenne est influencée à la hausse, expliquant ainsi la différence entre les courbes. On remarque également que les déplacements à l'atteinte des états limites sont pratiquement identiques pour les trois courbes de performance. Sauf pour la prédiction de la dégradation du noyau, les déplacements prédits aux points limites ne diffèrent que de 15%.

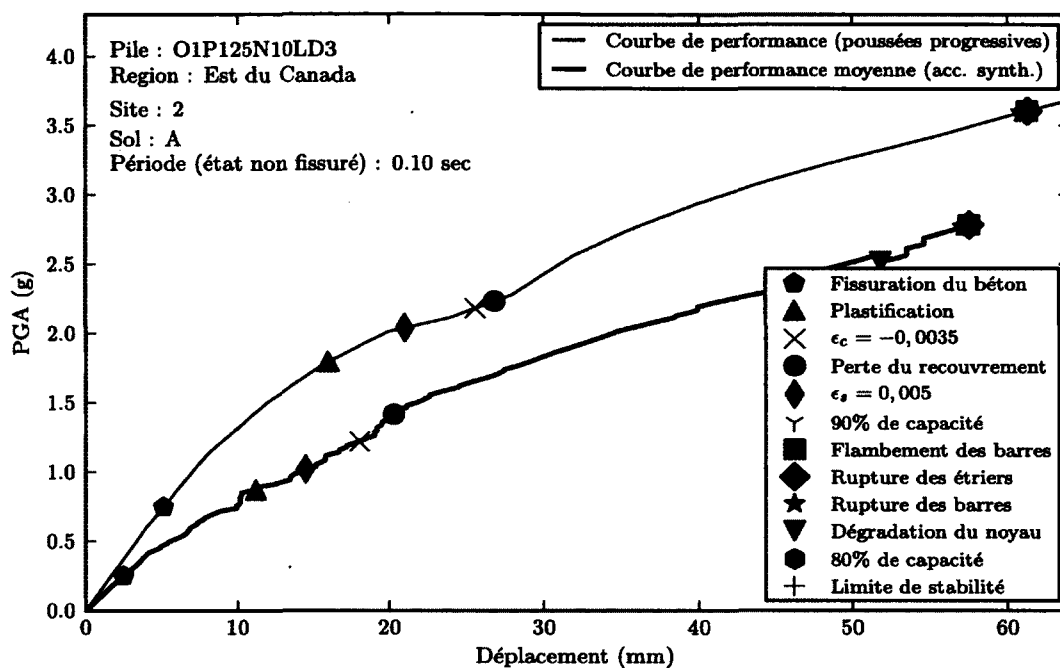


Figure 6.19 Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2 selon les deux méthodes de prédiction

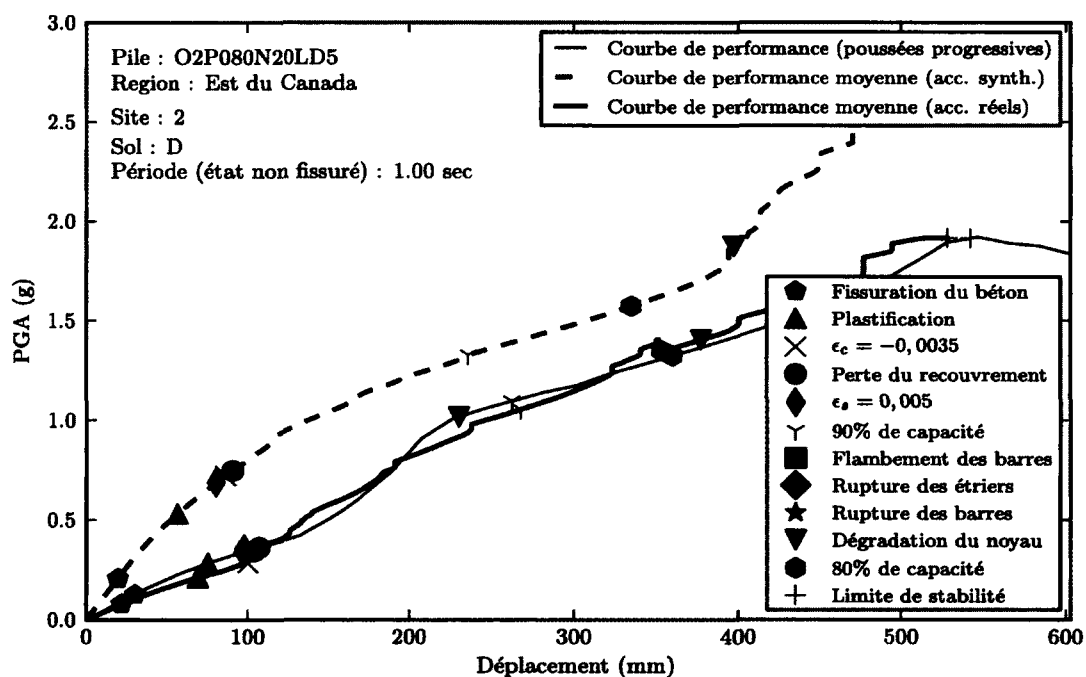


Figure 6.20 Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2 selon les deux méthodes de prédiction

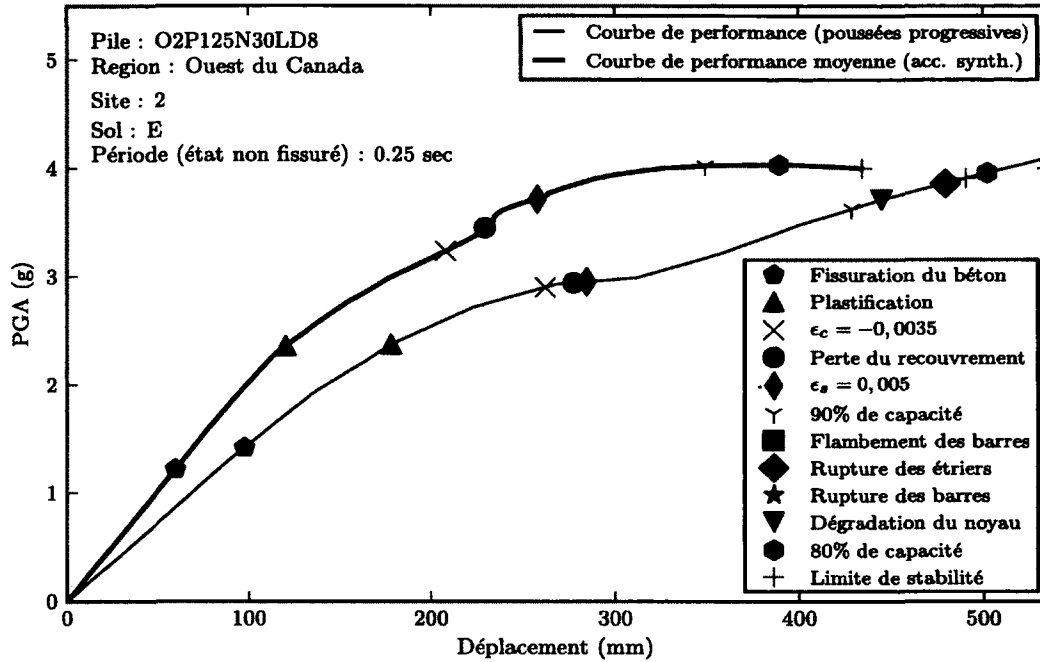


Figure 6.21 Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O2P125N30LD8T0.25EROS2 selon les deux méthodes de prédiction

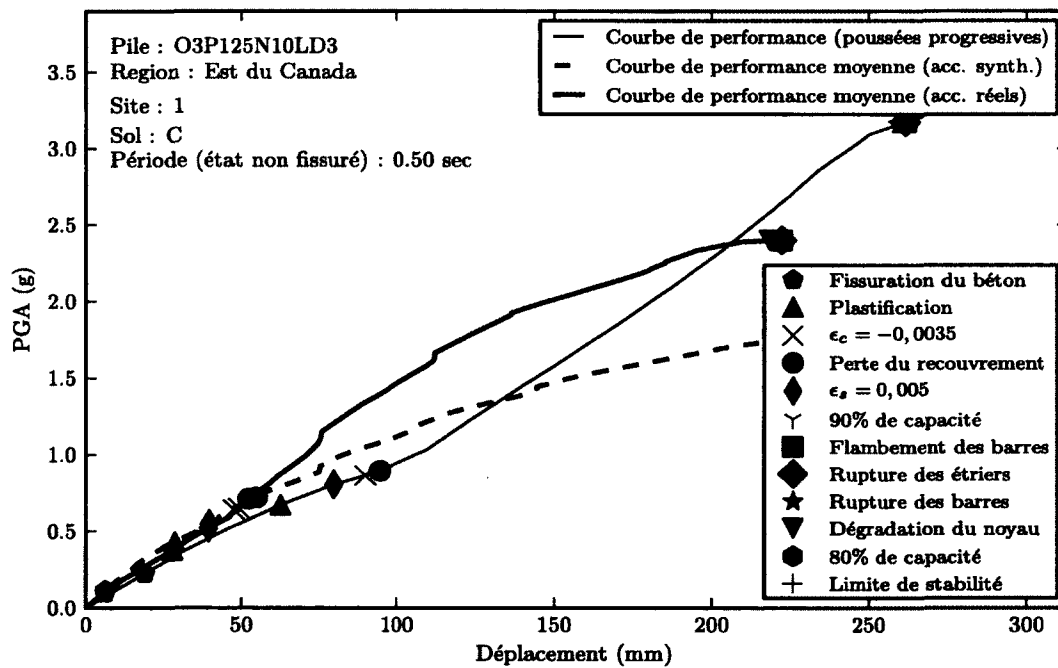


Figure 6.22 Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O3P125N10LD3T0.50CRES1 selon les deux méthodes de prédiction

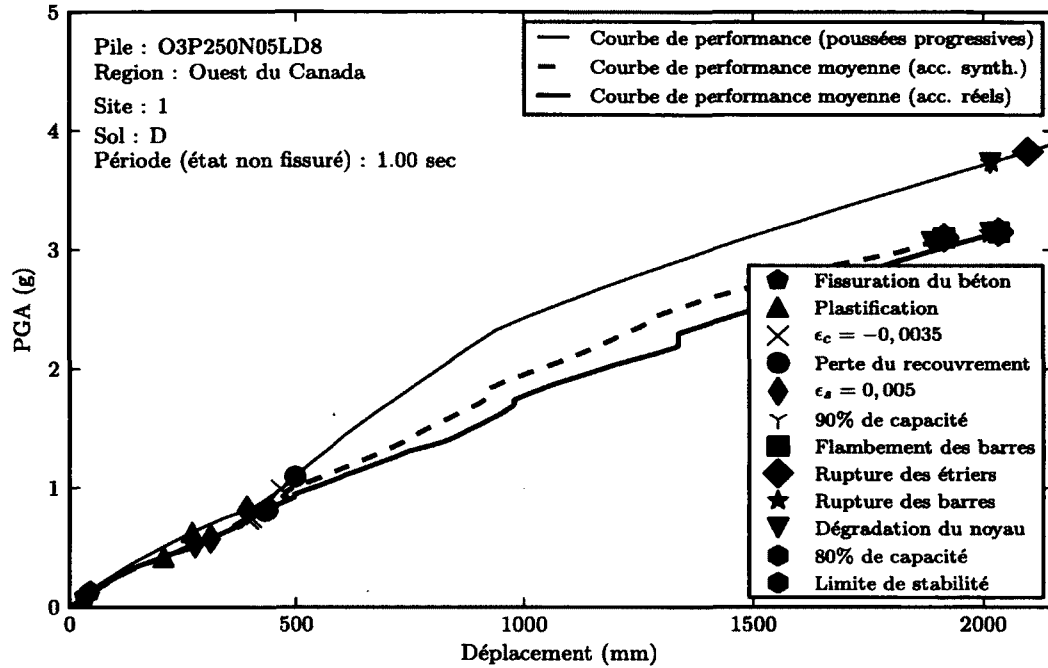


Figure 6.23 Comparaison des courbes de performance sismique de la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1 selon les deux méthodes de prédiction

La quatrième pile servant à la validation des deux méthodes de prédiction est le pilier O2P125N30LD8T0.25EROS2. D'après la figure 6.21, on constate que la courbe de performance obtenue par la méthode statique est inférieure à la courbe obtenue de façon dynamique avec une moyenne de 18%. Bien que les déplacements à l'atteinte des différents états limites soient tous inférieurs pour la méthode dynamique que la méthode par poussée progressive, l'accélération les provoquant sont sensiblement pareils pour les deux courbes. Pour la pile, O3P125N10LD3T0.50CROS1, les deux courbes de performance obtenues par la méthode dynamique possèdent une différence moyenne de 16%. Par contre, la courbe de performance moyenne des accélérogrammes synthétique est inférieure à la courbe de performance moyenne des accélérogrammes réels. Cela est expliqué par le fait que le spectre des accélérogrammes synthétique est supérieur au spectre des accélérogrammes réels. Selon la figure 6.22, on remarque également que la courbe de performance calculée par la méthode statique dépasse les courbes de performance moyenne de la méthode dynamique. Effectivement, pour les longues périodes ($T > 1,0$ s), les spectres d'accélérogrammes synthétiques et réels sont inférieurs au spectre UHS normalisé. Alors, la courbe de performance déterminée par la méthode par poussée progressive devient supérieure aux courbes de la méthode par analyses dynamiques.

Finalement, la dernière pile servant à la validation des deux méthodes de prédiction est le pilier O3P250N05LD8T1.00DROS1. D'après la figure 6.23, on constate que les trois courbes de performance sont très près les unes des autres. En effet, la différence moyenne entre les courbes de performance obtenue de façon statique et dynamique avec les accélérogrammes réels est de 14% tandis qu'avec la courbe de performance calculée avec les accélérogrammes synthétiques, cette différence n'est que de 9%. De plus, les déplacements au dépassement de différents états limites sont très près les uns des autres.

En conclusion, (i) le spectre d'accélération utilisé par la méthode d'analyse statique non linéaire cyclique influence directement la courbe de performance ; (ii) la méthode d'analyse par poussée progressive surestime légèrement les déplacements à l'atteinte des différents états limites puisqu'elle ne prend pas en considération l'effet bidirectionnel d'un séisme sur la réponse d'une structure ; (iii) les deux méthodes d'analyses donnent des résultats comparables et permettent de prédire la performance d'un pilier de pont face à un évènement sismique.

6.2 Performance sismique selon les différents niveaux de service

La performance sismique des ponts soumis à l'étude paramétrique peut être déterminée à partir des courbes de performance et des différentes valeurs d'accélération maximale au sol auxquelles l'ouvrage est soumis.

6.2.1 Performance sismique de la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1

Selon la figure 6.3, les accélérations maximales au sol pour les niveaux de service immédiat avec aucun dommage, immédiat avec dommages mineurs, limité, interrompu et aucun service sont de 0,032, 0,104, 0,133, 0,433 et 0,433, respectivement. On remarque qu'il n'y a pas de différence d'accélération entre l'atteinte du niveau de service interrompu et aucun service. Cela est causé par la rupture des barres longitudinales qui engendre une forte baisse de capacité, faisant en sorte que la limite de stabilité est dépassée (annexe E). Avec ces valeurs de PGA à l'atteinte des différents niveaux de service, il est possible d'évaluer la capacité de la pile à respecter les niveaux de performance prescrits par la version préliminaire de la norme S6-14 en fonction des catégories d'importance. Le tableau 6.1 présente cette évaluation de performance pour le cas où le pont serait situé à Montréal.

Tableau 6.1 Validation de la performance de la pile O1P125N05-LD5T2.00CRES1 située à Montréal

Excitation du sol		Performance					
		Ponts de secours		Ponts de routes majeures		Autres ponts	
Période de retour	PGA	PGA _P ^a	Validation	PGA _P ^a	Validation	PGA _P ^a	Validation
475 ans	0,124	0,032	Non	0,104	Non	0,133	Oui
975 ans	0,201	0,104	Non	0,133	Non	0,433	Oui
2475 ans	0,326	0,133	Non	0,433	Oui	0,433	Oui

^a PGA à la performance

Dans l'éventualité où la pile de pont O1P125N05LD5T2.00CRES1 serait utilisée pour un ouvrage faisant partie de la catégorie autres ponts, on remarque que la pile satisfait les prescriptions de la norme. Effectivement, les valeurs d'accélération maximale au sol suivant la performance de la pile sont supérieures aux PGA que les événements de 475, 975 et 2475 ans provoqueraient. Donc, la pile O1P125N05LD5 ayant une période de vibration de 2,00 s respecterait les critères de performance de la catégorie autres ponts si elle devait être construite à Montréal. Par contre, si l'ouvrage est classé dans une autre catégorie d'importance que la précédente, la pile ne rencontre pas les critères de performance prescrits par la norme S6-14 puisque, autant pour la catégorie ponts de secours que ponts de routes majeures, les accélérations au sol qu'induit les événements de 475 et 975 ans sont supérieures aux PGA déterminées en fonction de la performance. Le dimensionnement de la pile devrait donc être réajusté afin de satisfaire tous les critères de performance de la catégorie d'importance de l'ouvrage. Par exemple, pour satisfaire les critères de performance de la catégorie ponts de routes majeures tout en conservant la même géométrie, la pile devrait avoir une période fondamentale de 1,0 s. Selon cette période de vibration, les accélérations maximales au sol pour les niveaux de service immédiat avec aucun dommage, immédiat avec dommages mineurs, limité, interrompu et aucun service sont de 0,044, 0,156, 0,207, 1,734 et 1,734, respectivement. Selon le même principe, pour satisfaire les critères de performance de la catégorie ponts de secours tout en conservant la même géométrie, la pile devrait avoir une période fondamentale de 0,25 s. Selon cette période de vibration, les PGA pour les niveaux de service immédiat avec aucun dommage, immédiat avec dommages mineurs, limité, interrompu et aucun service sont de 0,165, 0,537, 0,681, 4,993 et 4,993, respectivement.

6.2.2 Principaux paramètres influençant la performance sismique

La performance sismique d'un pont est établie en fonction de plusieurs niveaux de services tels que mentionnés précédemment. Ces niveaux de service sont également reliés à des états d'endommagement. Donc, à partir des 11520 courbes de performance obtenues de l'étude paramétrique, il est possible de déterminer les états limites qui surviennent le plus souvent au dépassement des différents niveaux de service de même que les différentes variables influençant ces états limites.

Service immédiat

Le niveau de service immédiat est contrôlé par la non plastification des barres d'armatures longitudinales ainsi que par une limite de déformation en compression du béton établie à $-0,0035$. Pour chacune des courbes de performance de l'étude paramétrique, l'état limite provoquant le dépassement du niveau de service est déterminé et les résultats sont indiqués dans la figure 6.24. Or, d'après cette figure, on constate facilement que la plastification des barres d'armatures dicte à tout coup la limite du niveau de service immédiat. En aucun cas, la limite de déformation de $-0,0035$ n'a été atteinte avant la plastification des barres longitudinales. Avec un taux de dépassement de 100% du niveau de service immédiat par la plastification des barres d'armatures, il est possible de conclure qu'aucune variable de l'étude paramétrique n'a d'influence sur l'état limite, celui-ci étant toujours limité par la plastification de l'acier.

Service limité

Le niveau de service limité est considéré dépasser lorsque survient la perte du recouvrement du béton, une déformation en tension de $0,005$ dans les barres d'armatures longitudinales ou lorsque la capacité résiduelle de la pile tombe sous les 90% de sa capacité maximale. L'état limite provoquant le dépassement du niveau de service limité est répertorié pour chacune des courbes de performance de l'étude paramétrique et les résultats sont illustrés à la figure 6.25. L'analyse des résultats montre que la perte du recouvrement du béton survient en premier dans 25% des cas tandis que la déformation de $0,005$ dans les barres d'armatures provoque l'atteinte de la limite du niveau de service limité pour le 75% restant. Conséquemment, le niveau de service limité n'est, à aucun moment, contrôlé par l'état limite de 90% de capacité résiduelle.

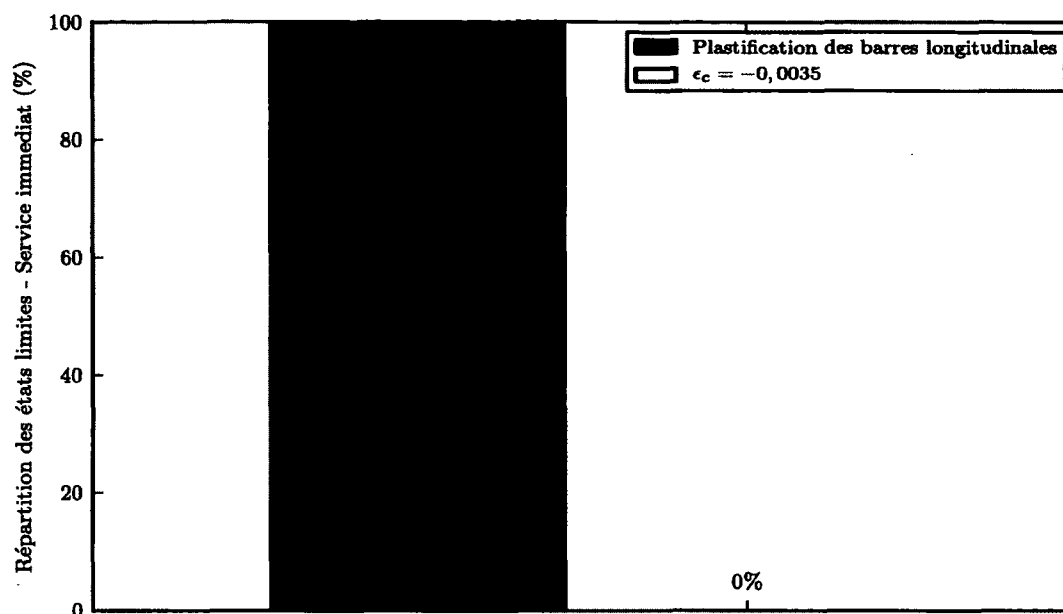


Figure 6.24 Répartition des états limites provoquant le dépassement du niveau de service immédiat

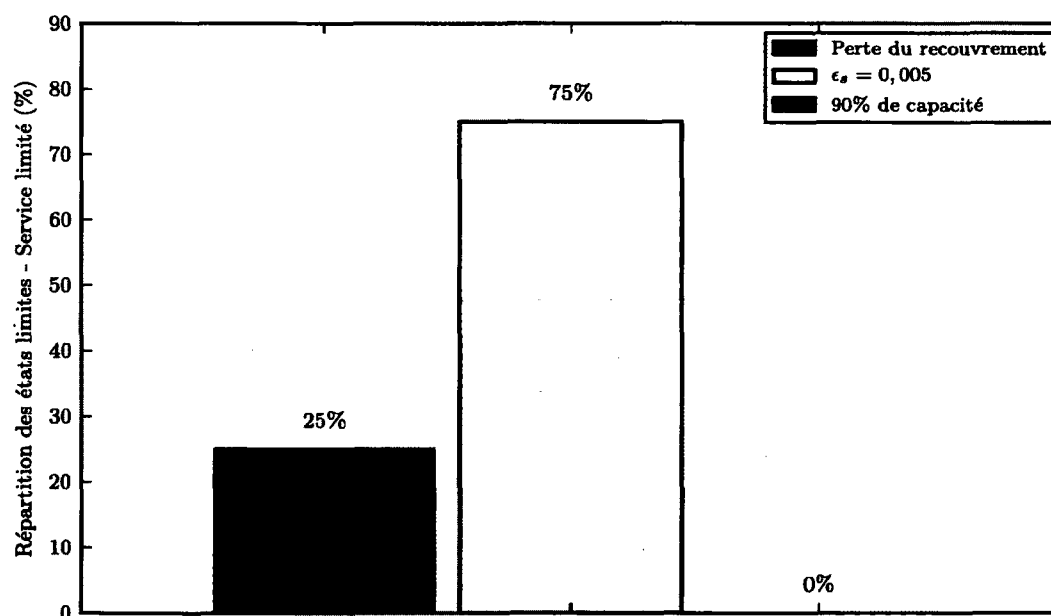


Figure 6.25 Répartition des états limites provoquant le dépassement du niveau de service limité

D'après les résultats de la figure 6.26, on remarque que le diamètre de la pile, le taux d'armature longitudinale ainsi que le rapport d'élancement n'ont aucun impact sur l'état limite qui sera atteint en premier et qui provoquera, par le fait même, le dépassement du niveau de service limité. Toutefois, la charge axiale que subit la pile influence directement l'état limite critique pour ce niveau de service. En effet, lorsque la charge axiale est inférieure ou égale à $0,20A_g f'_c$, les barres d'armatures longitudinales atteignent une déformation en tension de 0,005 avant que le béton ne soit déformé à -0,004 tandis que tous les cas où la perte du recouvrement dicte la limite du niveau de service limité sont associés à une charge axiale de $0,30A_g f'_c$. Cela s'explique par le simple fait que, pour une charge axiale de $0,30A_g f'_c$, les déformations initiales en compression de la section sont telles que l'augmentation de déformation en compression jusqu'à l'atteinte de la perte du recouvrement ($\epsilon_c = -0,004$) se produit plus rapidement que l'augmentation des déformations en tension dans l'acier jusqu'à $\epsilon_s = 0,005$.

Service interrompu

Le niveau de service interrompu est contrôlé par le flambement des barres d'armatures longitudinales, la rupture des barres transversales ou longitudinales, une dégradation du noyau de béton ou l'atteinte d'une capacité résiduelle inférieure à 80%. L'état limite provoquant le dépassement du niveau de service limité est répertorié pour chacune des courbes de performance de l'étude paramétrique et les résultats sont illustrés à la figure 6.27. D'après cette figure, on constate que la rupture des étriers et la dégradation du noyau sont les états limites qui provoquent le plus souvent le dépassement du niveau de service interrompu avec 32,6% des cas chacun. Avec 18,8%, la capacité résiduelle inférieure à 80% est le troisième état limite à survenir le plus régulièrement tandis que la rupture des barres longitudinales contrôle ce niveau de service dans 16,0% des cas. Finalement, on remarque que le flambement des barres ne contrôle jamais le niveau de service interrompu. Cela s'explique par le fait que, bien qu'il soit très restrictif, le taux d'armature transversal prescrit par la norme S6 réduit au maximum la probabilité d'obtenir un flambement des barres longitudinales. En fonction de la répartition des états limites, il est possible de déterminer les paramètres qui influencent le plus le dépassement du niveau de service par l'un ou l'autre des états limites. La figure 6.28 présente les proportions des états limites provoquant le dépassement du niveau de service interrompu en fonction des différentes variables de l'étude paramétrique.

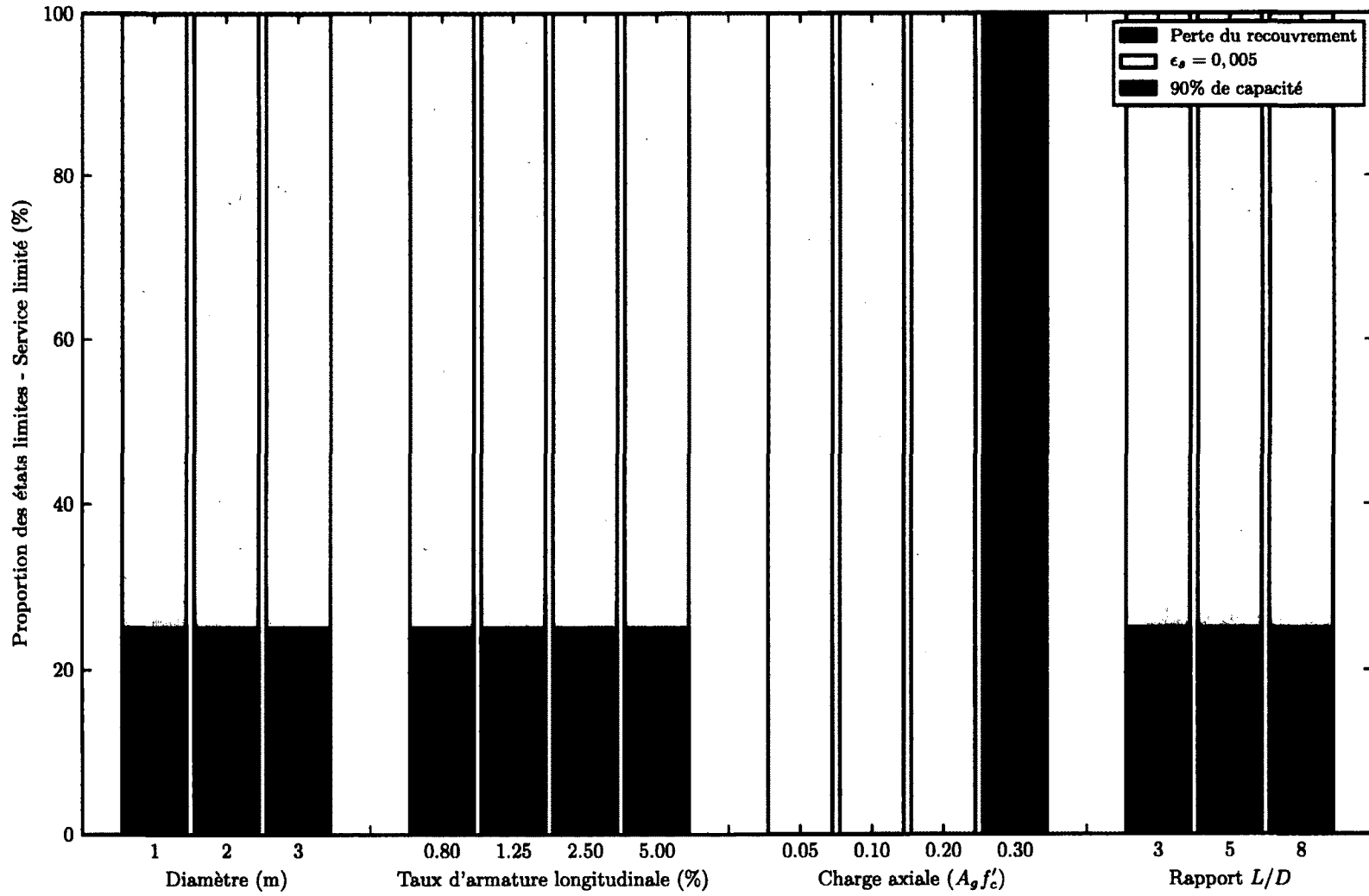


Figure 6.26 Proportion des états limites provoquant le dépassement du niveau de service limité en fonction des différentes variables de l'étude paramétrique

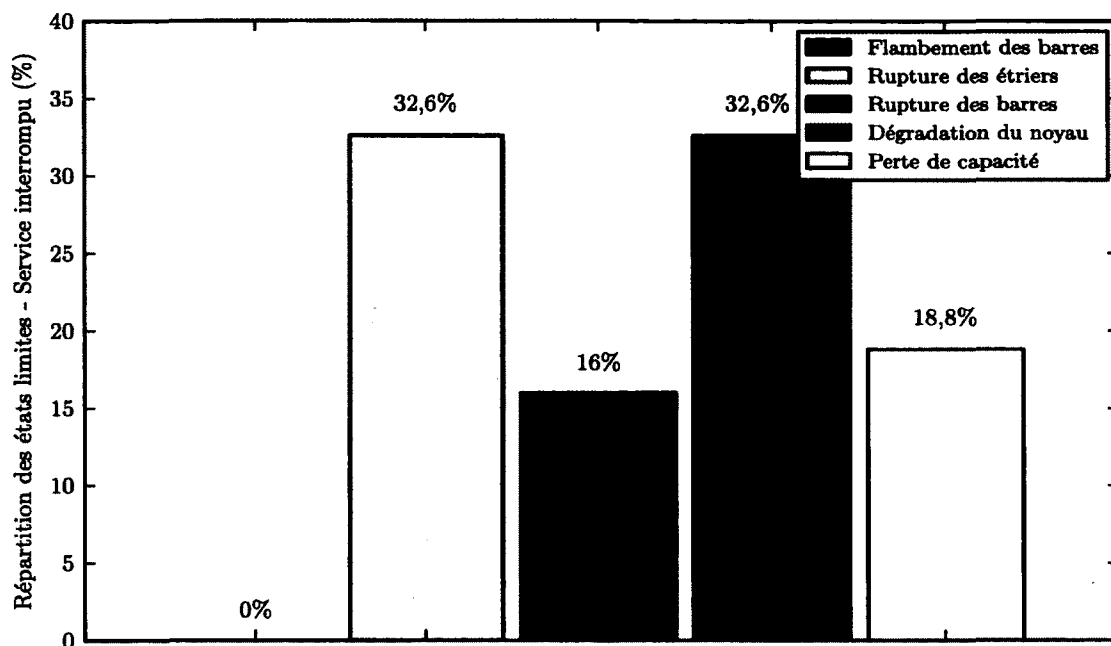


Figure 6.27 Répartition des états limites provoquant le dépassement du niveau de service interrompu

À partir de la figure 6.28, on constate que certains paramètres ont beaucoup plus d'impact sur les états limites qui contrôlent le niveau de service interrompu tandis que d'autres ont très peu d'influences. Tout d'abord, on remarque que le diamètre de la pile n'affecte que très peu la proportion des états limites, même si l'on observe que, pour un diamètre de 1 m, il y a légèrement plus de ruptures des étriers et d'atteinte de la capacité résiduelle de 80%. Ces légères augmentations sont associées à une baisse en quantité de l'état limite de dégradation du noyau. Par contre, la proportion des états limites occupée par la rupture des barres reste constante, peu importe le diamètre de la pile. On peut donc conclure que le diamètre n'est pas une variable qui affecte la proportion des états limites.

La deuxième variable de l'étude paramétrique est le taux d'armature longitudinale. On constate, d'après la figure 6.28, que le taux longitudinal influence grandement l'état limite qui provoque le dépassement du niveau de service interrompu. Effectivement, on remarque que la rupture des barres ne survient que pour les taux d'armatures de 0,8% et 1,25%, que la dégradation du noyau augmente avec l'augmentation du taux longitudinal et que l'atteinte de la capacité résiduelle de 80% diminue également avec l'augmentation du taux d'armature longitudinale. Par contre, l'état limite qui est le plus influencé par la

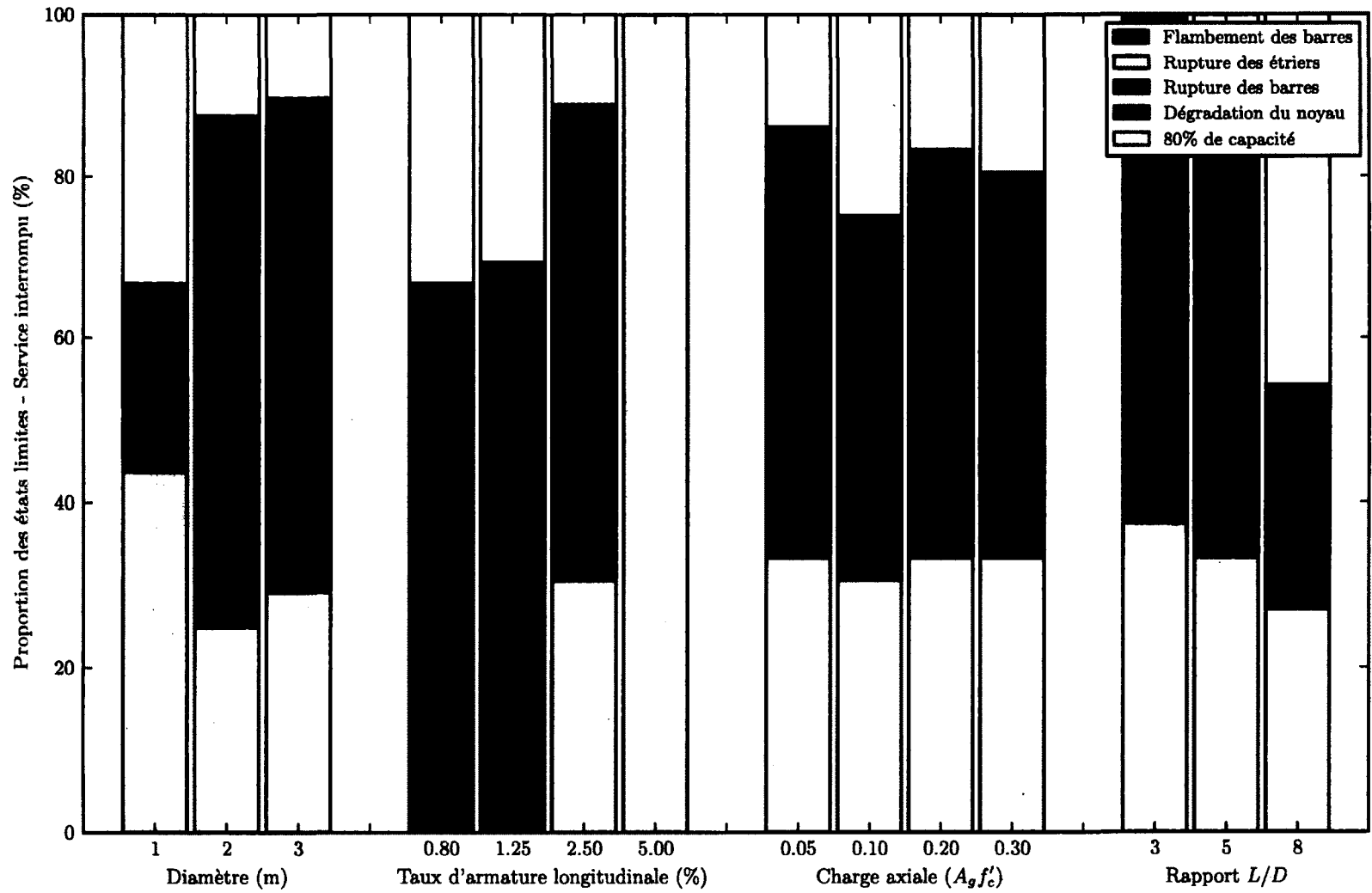


Figure 6.28 Proportion des états limites provoquant le dépassement du niveau de service interrompu en fonction des différentes variables de l'étude paramétrique

quantité d'acier longitudinal est la rupture des étriers. En effet, aucune rupture des étriers ne survient pour des taux de 0,8% et de 1,25% alors qu'il est de 30% et de 100% pour les taux de 2,50% et 5,00%, respectivement. Entre 1,25% et 2,50%, il y a un changement du mode de rupture. Cela est expliqué par le fait que plus la quantité d'armatures longitudinales est importante, plus les déformations en compression du béton sont grandes. Conséquemment, la déformation dans le béton associée à la rupture des barres d'armatures transversales est atteinte plus rapidement.

La charge axiale appliquée sur la pile est le troisième paramètre. On constate que cette variable n'a de l'influence que sur la rupture des barres et sur la dégradation du noyau. La proportion des états limites de rupture des barres et de 80% de capacité se maintient à des valeurs oscillant autour de 33% et 20%, respectivement. Le dépassement du niveau de service par la rupture des barres longitudinales ne survient que pour des charges axiales de $0,05A_g f'_c$ et $0,10A_g f'_c$ tandis que la dégradation du noyau augmente beaucoup pour les charges axiales supérieures. La grande proportion de l'état limite de dégradation du noyau pour les charges axiales de $0,20A_g f'_c$ et $0,30A_g f'_c$ sont une conséquence des déformations initiales plus importantes sous de grandes charges axiales que pour de petites charges axiales.

Finalement, on remarque que le rapport L/D influence à plus ou moins grande échelle toutes les proportions des états limites du niveau de service interrompu. Avec l'augmentation du rapport d'élanement, on observe une diminution de la rupture des barres d'armatures transversales et longitudinales de même que de la dégradation du noyau. La seule augmentation de proportion survient au niveau de l'état limite de la capacité résiduelle de 80%. Cela est tout à fait normal puisque l'augmentation de l'élanement provoque une perte de capacité causée par l'effet P- Δ beaucoup plus grande que pour les piles possédant un rapport L/D plus petit.

En résumé, le dépassement du niveau de service par l'état limite de rupture des étriers est principalement influencé par le taux d'armature longitudinal, que l'état limite de dégradation du noyau est essentiellement influencé par la charge axiale et que l'état limite de 80% de capacité résiduelle est surtout influencé par le rapport d'élanement de la pile. Finalement, l'état limite de rupture des barres longitudinales est influencé autant par le taux d'armature longitudinal que par la charge axiale et le rapport L/D .

Aucun service

Le niveau aucun service est considéré dépasser lorsque survient la perte de stabilité causée par l'effet P- Δ . Puisque la limite de stabilité est le seul état limite qui contrôle ce niveau

de service, 100% des piles sont affectées. La perte de stabilité survient généralement immédiatement après la rupture des barres longitudinales ou transversales. Sauf pour quelques cas, il n'y a pas de gain en accélération maximale au sol lorsque les deux états limites cités précédemment contrôlent le niveau de service interrompu. Toutefois, lorsque le niveau de service précédent est dirigé par la dégradation du noyau ou par l'atteinte d'une capacité résiduelle de 80%, un gain moyen en accélération d'environ 12% est observé à l'atteinte de la limite de stabilité comme le démontre la figure 6.29.

6.3 Développement de nouveaux facteurs de modification de réponse

Le développement de nouveaux facteurs de modification de réponse, $R_{performance}$, établie en fonction de la performance débute par la détermination de facteur de réponse en dommages, DRF.

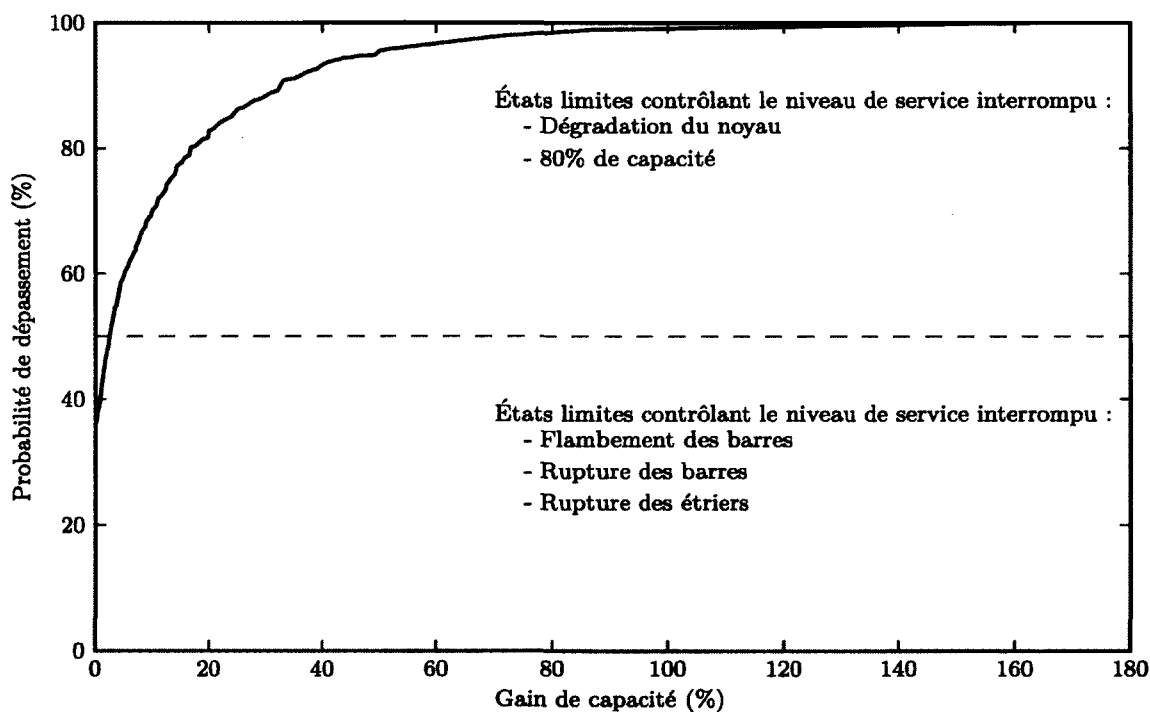


Figure 6.29 Gain de capacité du niveau de service aucun par rapport au niveau de service interrompu

6.3.1 Facteur de réponse en dommages

Le facteur de réponse en dommage, DRF («Damage Response Factor» en anglais), est défini comme étant le rapport de l'accélération maximale au sol au dépassement du niveau de service à l'étude à l'accélération maximale au sol à la limite du niveau de service immédiat. Étant donné qu'il y a quatre niveaux de service, quatre facteurs de réponse en dommage peuvent être définis. Puisque la version préliminaire de la norme S6-14 décrit 2 états d'endommagement pour le niveau de service immédiat, soit aucun dommage et dommage mineur, un cinquième DRF peut être établi. Celui-ci est obtenu par le rapport de l'accélération maximale au sol à la fissuration du béton à l'accélération à la limite du niveau de service immédiat. Pour la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1, les DRF sont de 0,35, 1,0, 1,28, 4,16 et 4,16 pour les niveaux de service immédiat sans endommagement, immédiat avec endommagement léger, limité, interrompu et aucun, respectivement (voir annexe G. Les deux derniers niveaux de service possèdent le même facteur de réponse en dommages puisqu'il n'y a pas d'écart de PGA entre ces deux niveaux de service. Les DRF, dont les valeurs sont relativement variables, sont principalement tributaires des règles de conception de la norme S6 et, également, des mouvements du sol auxquels le pont est soumis. Par conséquent, les facteurs de réponse en dommages sont indépendants de la catégorie d'importance de l'ouvrage. De plus, le DRF est un bon indicateur de la capacité du pont à faire face aux événements sismique. Plus les facteurs de réponse en dommage sont élevés, meilleur est la performance sismique du pont.

Influence des différentes variables de l'étude paramétrique

Tel que mentionné précédemment, les valeurs des facteurs de réponse en dommages sont passablement variables. Pour le niveau de service immédiat sans endommagement, les DRF varient de 0,1 à 0,7 tandis que cette plage s'étend de 1,1 à 1,7 pour le niveau de service limité. Les DRF du niveau de service interrompu se situent entre 1,4 et 13,4 alors qu'ils varient de 1,4 à 16,7 lorsque la limite de stabilité est atteinte. Il est normal que la plage de valeur des facteurs de réponse en dommages du premier niveau de service soit inférieure à 1,0 puisque la fissuration du béton survient toujours avant la plastification des barres longitudinales. On remarque également que les DRF du niveau de service limité sont très près de la valeur unitaire, signifiant par le fait même que le dépassement du deuxième niveau de service se produit peu de temps après la plastification des barres. Par contre, les valeurs de facteurs de réponse en dommages des deux niveaux de service supérieurs s'étalent sur une très grande plage. C'est donc dire que certaines piles possèdent une forte capacité sismique avant l'atteinte de la limite de stabilité.

L'étendue des plages de DRF est influencée ou non par certains paramètres. Tout d'abord, les facteurs de réponse en dommages du niveau de service immédiat sans dommage ne sont pas influencés par le type de sol. Toutefois, ils sont moyennement influencés à la baisse avec l'augmentation du rapport d'élançement, du taux d'armature longitudinale et du diamètre. Cependant, ils subissent une forte diminution avec l'augmentation de la période de vibration puisque cette augmentation en période fondamentale fait croître les déplacements en tête de pile, provoquant ainsi des déformations plus grandes dans le béton pour de faibles niveaux d'accélération. Le seul paramètre influençant à la hausse les DRF du premier niveau de service est la charge axiale. En effet, plus la charge axiale est haute, plus les déplacements doivent être importants afin de compenser la déformation initiale en compression.

Pour le niveau de service limité, les facteurs de réponse en dommages augmentent légèrement avec l'augmentation du rapport d'élançement puisque, plus le rapport L/D augmente, plus les déformations sont réparties sur une grande longueur. Le déplacement en tête doit alors être plus important et influence ainsi à la hausse le DRF. L'augmentation de la période propre de vibration fait également accroître le facteur de réponse en dommages étant donné que, pour un même déplacement en tête de pile, l'augmentation d'accélération maximale au sol est moins grande pour les ouvrages ayant une période fondamentale inférieure à 0,2 s étant donné le plateau dans le spectre d'accélération. Bien que ces deux paramètres influencent le DRF, les deux principales variables ayant le plus grand impact sur les facteurs de réponse en dommages sont le taux d'armature longitudinale et la charge axiale, principalement pour un taux de $0,30A_g f'_c$. Premièrement, pour un déplacement donné, l'accélération au sol doit être plus importante pour une pile ayant 5,00% d'armature longitudinale qu'une ayant 0,8% d'acier étant donné sa plus grande rigidité. Cela influence directement à la hausse le DRF du niveau de performance limité. Deuxièmement, le facteur de réponse en dommages est généralement contrôlé par la déformation dans l'acier à 0,005. Toutefois, lorsque la charge axiale est à $0,30A_g f'_c$, c'est la perte de recouvrement qui contrôle. Donc, lorsque c'est la perte du recouvrement qui contrôle, les déformations doivent être plus importantes, alors une plus grande accélération au sol est nécessaire, augmentant ainsi le DRF. On constate cependant que le diamètre de la pile et les différents types de sol n'ont aucune influence sur les DRF pour ce niveau de service.

Tout comme pour le niveau de service limité, les facteurs de réponse en dommage du niveau de service interrompu augmentent légèrement avec l'augmentation du rapport d'élançement et avec l'augmentation de la période propre de vibration pour les mêmes raisons citées précédemment. Une diminution des DRF est observée lorsque le taux d'armature

longitudinale est de 5%. Cela est expliqué par le fait que, à 5% d'armature longitudinale, le niveau de service est contrôlé à tous coups par la rupture des barres transversales et que la rupture des barres transversales survient à de faibles déplacements, diminuant alors les facteurs de réponse en dommage. Cependant, le paramètre influençant le plus les DRF du niveau de service interrompu est la charge axiale comme l'illustre la figure 6.30. Lorsque la charge axiale est de $0,05A_g f'_c$ ou de $0,10A_g f'_c$, l'état limite au dépassement du niveau de service interrompu est la rupture des barres d'armature longitudinales et transversales tandis que, pour une charge axiale de $0,20A_g f'_c$ ou de $0,30A_g f'_c$, l'état limite provoquant le dépassement du niveau de service est la dégradation du noyau de béton et la rupture des étriers. Or, la rupture des étriers survient dans les mêmes proportions, peu importe la charge axiale. L'influence provient donc de la rupture des barres et de la dégradation du noyau. Par conséquent, comme les déplacements en tête de pile sont souvent moins importants à l'atteinte de la dégradation du noyau qu'à la rupture des barres longitudinales, les facteurs de réponse en dommage sont plus petits lorsque la charge axiale contrôlant le niveau de service est de $0,20A_g f'_c$ ou de $0,30A_g f'_c$ que lorsque la charge axiale est de $0,05A_g f'_c$ ou de $0,10A_g f'_c$. On constate également que le diamètre de la pile et les différents types de sol n'ont aucune influence sur les DRF pour ce niveau de service.

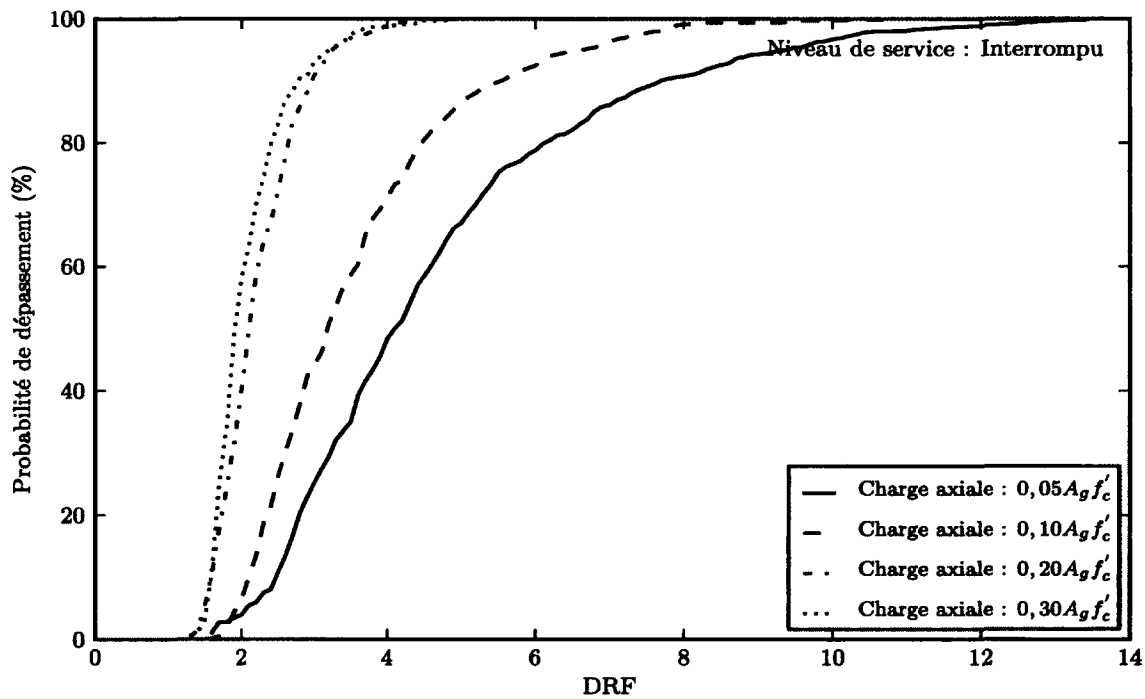


Figure 6.30 Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité

Les facteurs de réponse en dommage établis pour le dernier niveau de service sont influencés de la même manière que les DRF du niveau interrompu puisque la limite de stabilité est souvent dépassée peu de temps après l'atteinte des différents états limites du niveau de service interrompu.

Les figures de l'annexe H présentent de façon graphique l'influence de chacun des paramètres énoncés précédemment, et ce, pour chaque niveau de service.

Établissement de coefficient de performance

Les coefficients de performance permettent de déterminer des facteurs de modification de réponse basées sur l'endommagement. Toutefois, comme chaque pile possède ses propres DRF, il y a donc une infinité de facteurs $R_{performance}$. Il devient donc nécessaire d'établir des coefficients de performance généraux. Pour y parvenir, des courbes de fragilité sont utilisées. Ces courbes indiquent la probabilité de dépassement du DRF pour un niveau de service donnée. Avec ces courbes de fragilité, les coefficients de performance pour chaque niveau de service sont déterminés selon une probabilité de dépassement de 50%. La version préliminaire de la norme S6-14 prescrit quatre niveaux de service. Toutefois, le niveau de service immédiat est relié à deux états d'endommagement, soit des dommages inexistantes et des dommages mineurs. Les états limites associés aux dommages mineurs sont la plastification des armatures longitudinales ainsi que la limite de déformation du béton à $\epsilon_c = -0,0035$. Par contre, la limite entre un endommagement inexistant et un endommagement mineur est établie par l'état limite de fissuration. Ce sont donc cinq courbes de fragilité qui doivent être déterminées. Toutefois, comme l'accélération maximale au sol décrivant la limite du niveau de service immédiat avec endommagement mineur est le PGA de comparaison, son DRF est automatiquement égal à 1,0. Il n'est donc d'aucune utilité de tracer cette courbe de fragilité. Conséquemment, seulement quatre courbes de fragilité sont tracées (voir figures 6.31 à 6.34).

À partir des courbes de fragilités des différents niveaux de service, les coefficients de performance sont déterminés. Ceux-ci sont de 0,36, 1,00, 1,24, 2,55 et 2,65 pour les niveaux de service immédiat avec dommages inexistantes, immédiat avec dommages mineurs, limité, interrompu et aucun service, respectivement.

6.3.2 Facteur de modification de réponse performantiel

Bien qu'un dimensionnement typique à la performance d'une pile de pont soit réalisé à l'aide de courbes de performance tel qu'effectué à la section 6.2, il est intéressant de

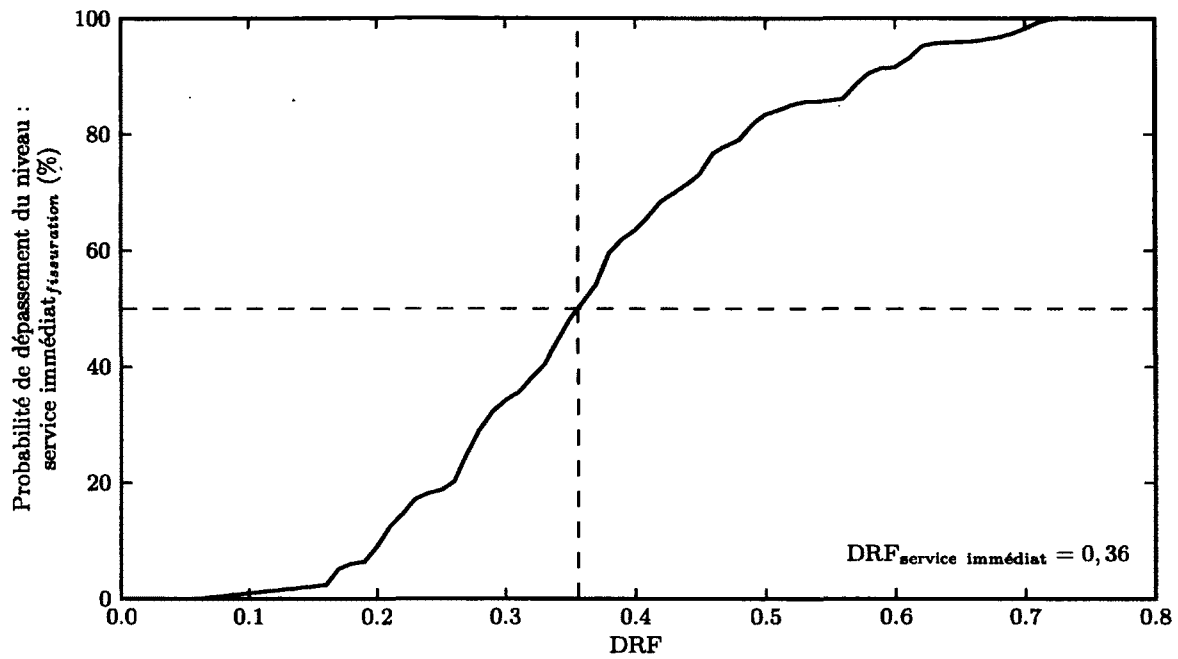


Figure 6.31 Courbe de fragilité des coefficients de performance pour le niveau de service immédiat (fissuration)

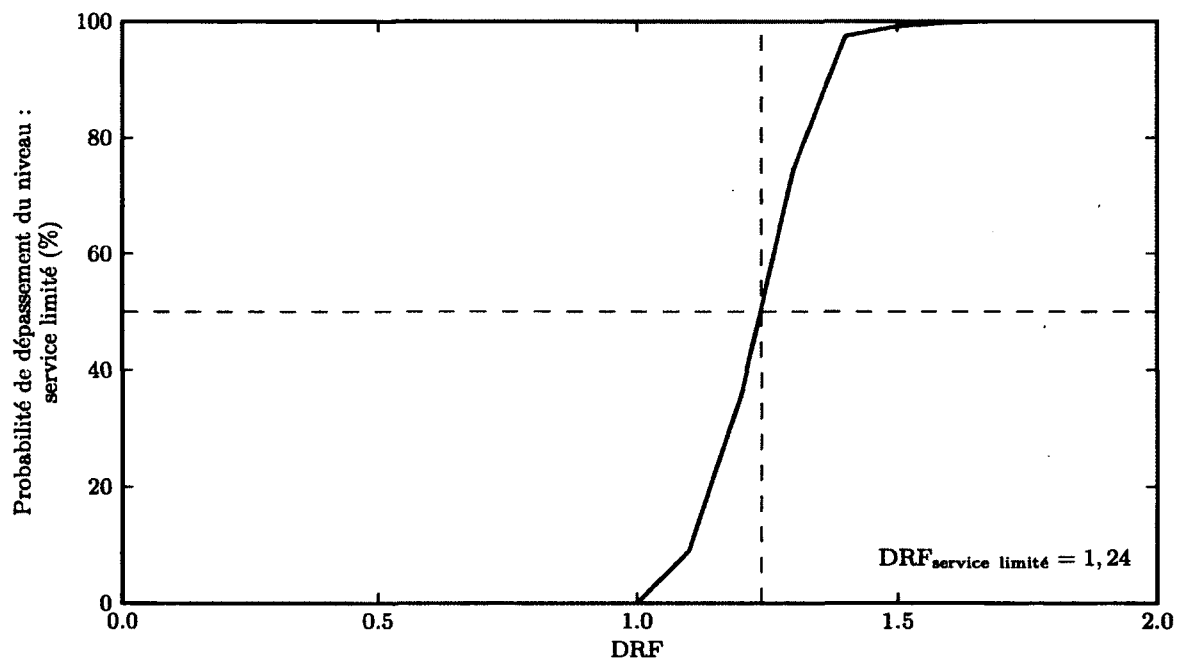


Figure 6.32 Courbe de fragilité des coefficients de performance pour le niveau de service limité

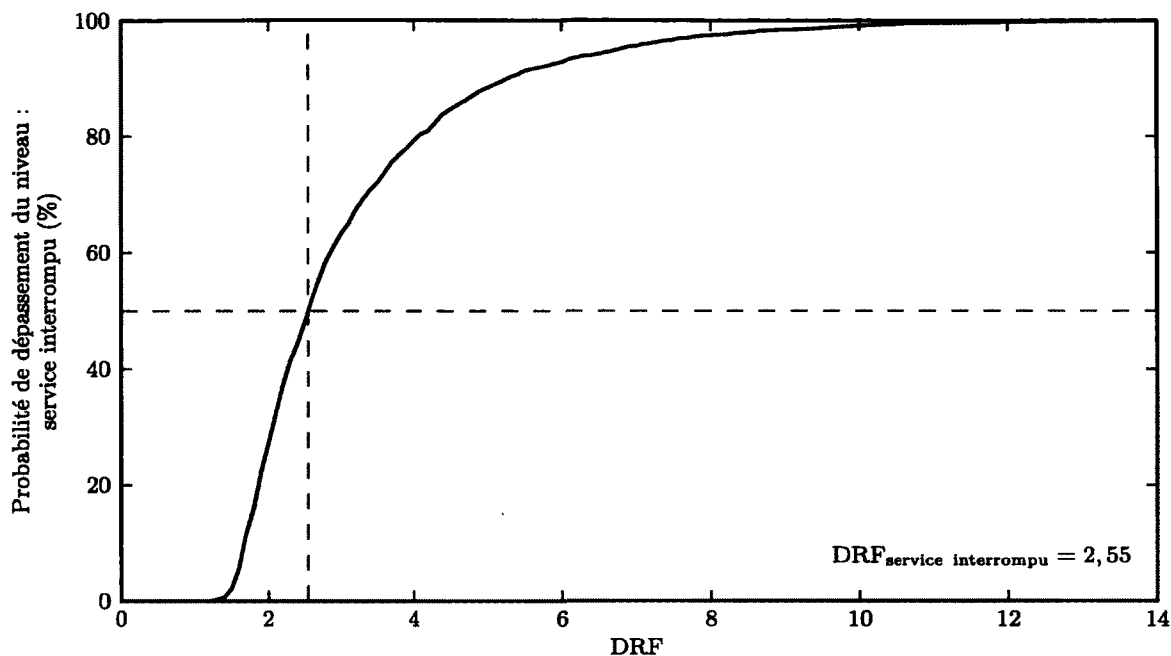


Figure 6.33 Courbe de fragilité des coefficients de performance pour le niveau de service interrompu

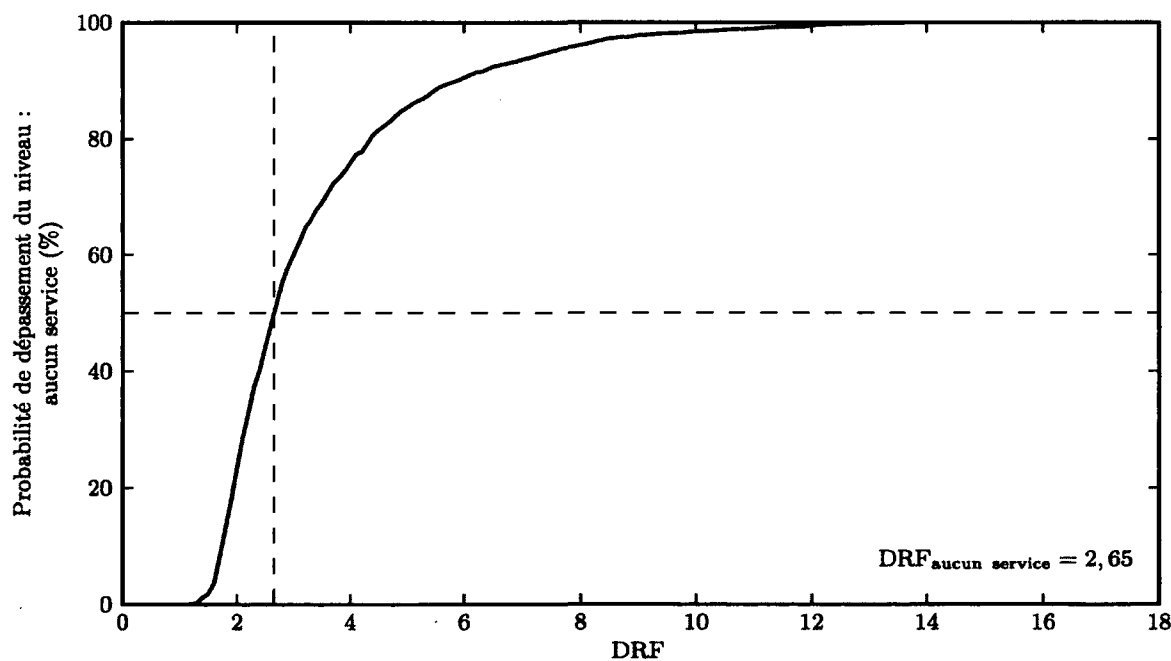


Figure 6.34 Courbe de fragilité des coefficients de performance pour le niveau de service aucun

développer des facteurs de modification de réponses, facteur R , qui respectent les critères de performance prescrits par la norme S6-14. En effet, comme le calcul de la performance des ouvrages requiert l'utilisation de méthodes complexes qui, la majorité du temps, ne sont pas disponibles pour la plupart des concepteurs de ponts, l'utilisation de facteur de modification de réponse performantiel, $R_{performance}$, permettrait une conception rapide et efficace.

Ainsi, à partir des coefficients de performance déterminés précédemment, des facteurs de modification de réponse performantiel peuvent être établis. Ces facteurs $R_{performance}$, calculés pour une période de retour de 2475 ans, sont considérés comme étant le rapport du DRF général pour un objectif de performance précis selon une période de récurrence donnée (tableau 5.5) sur l'accélération maximale au sol pour la même période de récurrence. Par exemple, pour le niveau de service interrompu, le facteur de réponse en dommage général est de 2,55. Pour la région sismique de l'est et de l'ouest du Canada, les PGA normalisés pour des événements ayant une période de récurrence de 975 ans sont de 0,61 et de 0,72, respectivement (voir tableau C.1 de l'annexe C pour les rapports à la période de 2475 ans définie dans le [CNBC, 2010]). Par conséquent, les facteurs de modification de réponse performantiel, $R_{performance}$, sont de $2,55/0,61 = 4,18$ et $2,55/0,72 = 3,54$ pour la catégorie d'importance autres ponts. Un aspect important est que le facteur $R_{performance}$ est dépendant de la sismicité de la région sismique, car il s'agit d'un rapport de DRF sur un PGA normalisé. Le tableau 6.2 présente les différents facteurs de modification de réponse performantiels calculés pour les trois catégories d'importance de pont et pour toutes les différentes périodes de retour établies par la nouvelle norme S6-14.

Pour satisfaire tous les niveaux de performance des différents événements sismiques, le plus simple est d'adopter le facteur $R_{performance}$ minimum pour le type de pont (catégorie d'importance) à l'étude. Par exemple, pour un ouvrage classé comme pont de routes majeures, les facteurs $R_{performance}$ pour la conception seront de 2,03 et 1,72, respectivement, pour les ponts situés sur la côte est et la côte ouest du Canada. Ces facteurs de modification de réponse doivent être appliqués à la charge latérale sismique déterminée selon une période de récurrence de 2475 ans. Avec ces $R_{performance}$, toutes les exigences de performance des différentes périodes de retour sont automatiquement satisfaites.

D'après le tableau 6.2, on observe que, pour l'est du Canada, la conception des ouvrages de la catégorie autres ponts est dictée par un séisme de 2475 ans. Par contre, pour les catégories ponts de secours et ponts de routes majeures, la conception est commandée par les événements ayant une période de retour de 475 et 975 ans, respectivement. Pour l'ouest du Canada, les ponts classés dans la catégorie autres ponts doivent être dimensionnés selon

Tableau 6.2 Facteurs de modification de réponse performantiels

Période de retour (ans)	Ratio des PGA		DRF			$R_{performance}$					
			Ponts de secours	Ponts de routes majeures	Autres ponts	Ponts de secours		Ponts routes majeures		Autres ponts	
	Est	Ouest				Est	Ouest	Est	Ouest	Est	Ouest
475	0,38	0,54	0,36	1,00	1,24	0,95	0,67	2,63	1,85	3,26	2,30
975	0,61	0,72	1,00	1,24	2,55	1,64	1,39	2,03	1,72	4,18	3,54
2475	1,00	1,00	1,24	2,55	2,65	1,24	1,24	2,55	2,55	2,65	2,65

un évènement de 475 tandis que la conception des ponts de routes majeurs est dictée par un séisme de 975 ans. Finalement, les ponts de secours situés dans la région sismique de l'Ouest, la conception est commandée par les évènements ayant une période de retour de 475 ans.

On remarque, selon le tableau 6.2, que pour la catégorie des ponts de secours, les facteurs de modification de réponse performantiels contrôlant le dimensionnement sont inférieurs à 1,0, cette dernière valeur représentant la plastification des armatures. Cela s'explique par le fait que pour une période retour de 475 ans, la performance est contrôlée par la fissuration du béton. Or, cet état limite survient avant la plastification des barres d'armatures. Par conséquent, le facteur $R_{performance}$ se doit d'être inférieur à 1,0.

Selon la version préliminaire du code canadien sur le calcul des ponts routiers [CSA-S6-14, 2013], un seul coefficient de modification de réponse est suggéré pour les ouvrages comportant un poteau simple en béton armé ductile. Toutefois, comme il y a trois catégories de ponts, et que chacune de ces catégories doit rencontrer des objectifs de performance spécifiques, un minimum d'un facteur R est nécessaire pour chacune des catégories de pont. De plus, considérant qu'il y a deux régions sismiques au Canada (est et ouest) étant donné leurs différences de sismicité, un total de six coefficients de modification de réponse performantiels est préférable. Ainsi, en comparant les valeurs des facteurs $R_{performance}$ proposées au tableau 6.2 qui varient de 0,67 à 2,65 à la valeur de 4,0 suggérée par la version préliminaire de la [CSA-S6-14, 2013], on constate que les objectifs de performance demandés ne seront pas rencontrés selon un dimensionnement utilisant le facteur de modification de réponse proposé par la [CSA-S6-14, 2013].

6.4 Performance sismique optimale

La détermination de facteurs de performance généraux permet d'établir des facteurs de modification de réponse performantielles. Comme on l'observe à la section 6.3.2, selon les trois catégories d'importances de ponts, les facteurs $R_{performance}$ sont dictés par différents niveaux de performance. Or, comme ces niveaux de performance sont eux-mêmes principalement contrôlés par certaines des variables de l'étude paramétrique, il est possible de cibler les paramètres de dimensionnement favorisant une performance sismique optimale en fonction des différentes catégories d'importance de ponts. Tout d'abord, pour les ponts de secours, autant pour l'Est que pour l'Ouest canadien, la performance sismique est contrôlée par le niveau de service immédiat sans dommage, soit la fissuration du béton. Donc, pour obtenir une performance sismique optimale, les taux de charge axiale élevés ainsi que les courtes périodes de vibrations doivent être favorisés. Ensuite, pour les ouvrages classés parmi les ponts de routes majeures, comme la performance face aux tremblements de terre est dictée par le niveau de service limité, les paramètres favorisant l'atteinte tardive de la perte du recouvrement ou d'une déformation de 0,005 dans les armatures longitudinales doivent être priorisés. Alors, les longues périodes de vibrations, les taux d'armatures longitudinales et de charge axiale élevés doivent être privilégiés pour obtenir une performance sismique optimale. Ceci est valable pour tout le Canada étant donné que le niveau de service limité contrôle les facteurs $R_{performance}$ pour les ponts de routes majeures. Finalement, pour les ouvrages d'art de la catégorie d'importance autres ponts et situés dans la région sismique de l'Est canadien, la performance sismique est régie par la limite de stabilité. Donc, pour obtenir une performance sismique optimale, il faut favoriser les taux de charge axiale faibles, les rapports d'élançement élevés, les longues périodes de vibrations et limiter le taux d'armature longitudinale à 2,5%. Pour les ponts de la même catégorie d'importance, mais situés dans l'ouest du Canada, la performance sismique est contrôlée par le niveau de service limité. Il faut alors privilégier les longues périodes de vibrations, les taux d'armatures longitudinales et de charge axiale élevés afin de favoriser une performance sismique optimale de la pile. Le tableau 6.3 présente un récapitulatif des paramètres de dimensionnement favorisant une performance sismique optimale en fonction des différentes catégories d'importance de ponts.

Donc, pour une catégorie d'importance et une région sismique données, si les piles sont dimensionnées en suivant les recommandations énoncées précédemment, la performance sismique de l'ouvrage devrait être optimale.

Tableau 6.3 Paramètres de dimensionnement favorisant une performance sismique optimale selon les différentes catégories d'importance de ponts

Catégorie d'importance	Région sismique du Canada	
	Est	Ouest
Ponts de secours	Favoriser les taux de charge axiale élevés Privilégier les courtes périodes de vibrations	Favoriser les taux de charge axiale élevés Privilégier les courtes périodes de vibrations
Ponts de routes majeures	Favoriser les longues périodes de vibrations Privilégier les taux d'armatures longitudinales élevés Éviter les taux de charge axiale faibles	Favoriser les longues périodes de vibrations Privilégier les taux d'armatures longitudinales élevés Éviter les taux de charge axiale faibles
Autres ponts	Privilégier les taux de charge axiale faibles Limiter le taux d'armature longitudinale à 2,5% Favoriser un rapport d'élançement élevé Avantager les longues périodes de vibrations	Privilégier les longues périodes de vibrations Favoriser les taux d'armatures longitudinales élevés Avantager les taux de charge axiale élevés

CHAPITRE 7

CONCLUSION

Une des évolutions récentes de la conception parasismique des ponts est la prise en compte de la performance des ouvrages durant les tremblements de terre, et de lier cette performance à des objectifs opérationnels et économiques. Toutefois, les règles de conception parasismique selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers 2006 reposent en grande partie sur des principes de conception basée sur la force. De plus, le Code canadien sur le calcul des ponts routiers 2006 ne fournit qu'un seul coefficient R par type d'élément de fondation. Sachant qu'un facteur R est généralement associé à un seul niveau de performance et que trois niveaux de performance sont établies dans le Code canadien sur le calcul des ponts routiers 2006, alors il s'en suit que deux niveaux sur trois ne sont pas respectés. Le Code canadien sur le calcul des ponts routiers 2006 ne fournit également aucun objectif quantitatif en terme de paramètre d'ingénierie. Par contre, dans la version préliminaire du Code canadien sur le calcul des ponts routiers 2014, les niveaux de performance sont associés à des états de contraintes et de déformation dans les matériaux. Toutefois, selon [Sheikh et Legeron, 2010], les règles de conception du Code canadien sur le calcul des ponts routiers ne garantissent pas nécessairement le rendement futur des ponts. Dans cette optique, un des objectifs de cette étude est de développer une méthodologie permettant l'adéquation entre les critères de performance et les niveaux de performance.

La mise en place d'une méthode de conception adaptée aux ouvrages d'art simples dans le cadre d'une approche performantielle a débuté par l'élaboration d'un modèle numérique permettant de prédire le comportement non linéaire des piles de ponts. Pour ce faire, le programme d'éléments finis OpenSees a été utilisé. Avec ce programme, une méthode de modélisation utilisant des poutres multifibres considérant le comportement en flexion, en cisaillement et en torsion a été mise en place. La loi de comportement du béton confiné proposée par [Legeron et Paultre, 2003] et celle de [Manegetto et Pinto, 1973] modifiée par [Filippou *et al.*, 1983] pour les barres d'armatures ont été utilisées dans le modèle numérique. Afin de valider le modèle numérique, la reproduction des essais expérimentaux sur huit piles de ponts réalisés par [Lehman et Moehle, 2000] et [Calderone et Moehle, 2001] a été effectuée. Cette validation a permis de vérifier la capacité du modèle numérique à prédire le comportement global de la réponse ainsi que le comportement local. Ainsi, l'efficacité du modèle numérique à prédire la fissuration du béton, la plastification des barres

d'armatures longitudinales, la perte du recouvrement, la rupture des barres longitudinales et transversales, le flambement des barres et la dégradation du noyau de béton confiné a été vérifiée. D'après les résultats de la validation, il s'avère que le modèle numérique créé prédit très bien le comportement d'une pile de ponts, autant au niveau global que local.

Après avoir développé et validé le modèle numérique, une étude paramétrique de la performance sismique des piliers de ponts a été réalisée. Cette étude paramétrique a débuté par la détermination de piles types de ponts. En effet, des piles types de ponts simples de deux travées en variant les paramètres tels que la hauteur des piles, leurs dimensions en plan, le taux d'armature longitudinal, le poids du tablier, le type de sismicité (est ou ouest du Canada) et de condition de sol ont été déterminés. Toutes ces piles ont été soumises à une analyse par poussée progressive pour ensuite être analysées selon la méthode développée par [Sheikh et Legeron, 2012], laquelle incorpore un spectre d'accélération prédéterminé, afin de développer une courbe de performance pour chacune des piles de l'étude paramétrique. Chaque pilier de l'étude a été évalué selon deux spectres d'accélération type déterminés en fonction de la corrélation des spectres d'accélération des grandes villes du Canada. Au total, ce sont 11520 courbes de performance qui ont été produites.

La détermination de la courbe de performance par la méthode dynamique a également été réalisée sur six piles afin de valider la méthode proposée par [Sheikh et Legeron, 2012]. À la lecture des résultats, on remarque que les deux méthodes d'analyses produisent des courbes de performance semblables même si l'on observe des différences mineures dans les accélérations et déplacements globaux et à l'atteinte des états limites (critères de performance). La méthode par poussée progressive incrémentale a donc été conservée pour les études paramétriques, car les temps de calcul permettaient de faire une étude paramétrique plus complète avec cette méthode qu'avec la méthode dynamique.

À partir des nombreuses courbes de performance calculées, l'influence des différents paramètres a été vérifiée. Ainsi, on a observé que le niveau de service immédiat est contrôlé par la plastification des barres d'armatures longitudinales, que le niveau de service limité est principalement contrôlé par la déformation de $\epsilon_s = 0,005$ dans les barres d'armatures longitudinales tandis que le dépassement du niveau de service interrompu est surtout causé par la rupture des étriers et la dégradation du noyau. Le dernier niveau de service est dicté par la perte de stabilité. Or d'après l'étude, il a été observé que la limite de stabilité a généralement été atteinte immédiatement après la rupture des barres longitudinales ou transversales, n'entraînant pas de gain supplémentaire vis-à-vis de l'accélération maximale au sol que la pile peut résister. Alors, on peut affirmer que le niveau de service ultime est lié de très près au niveau de service interrompu.

Avec les courbes de performance obtenues de l'étude paramétrique, la demande en ductilité en fonction des différents niveaux de performance et des catégories d'importance de pont a été évaluée. Pour cela, des diagrammes montrant l'évolution du besoin en ductilité pour tous les niveaux de service ont été déterminés. Selon la demande en ductilité moyenne, des facteurs de modification de réponse performantiel, $R_{performance}$, ont été déterminés pour chaque intensité de tremblement de terre et pour les trois catégories d'importance de pont. En plus, comme les objectifs de performance dépendent de la sismicité de la région, des facteurs $R_{performance}$ ont été calculés pour l'Est et pour l'Ouest du Canada. Ainsi, 18 facteurs de modification de réponse respectant les objectifs de performance ont été déterminés.

D'après l'ensemble de facteurs $R_{performance}$, il a été possible de déterminer les scénarios critiques lors du dimensionnement. On a observé que, pour l'est du Canada, la conception des ouvrages de la catégorie autre ponts est dictée par un séisme de 2475 ans ($R_{performance} = 2,65$). Par contre, pour les catégories ponts de secours et ponts de routes majeures, la conception est commandée par les événements ayant une période de retour de 475 ans ($R_{performance} = 0,95$) et 975 ans ($R_{performance} = 2,03$), respectivement. Pour l'ouest du Canada, les ponts classés dans la catégorie autre ponts doivent être dimensionnés selon un événement de 475 ans ($R_{performance} = 2,30$) tandis que la conception des ponts de routes majeurs est dictée par un séisme de 975 ans ($R_{performance} = 1,72$). Finalement, les ponts de secours situés dans la région sismique de l'Ouest, la conception est commandée par les événements ayant une période de retour de 475 ans ($R_{performance} = 0,67$).

Finalement, des recommandations pour l'atteinte d'une performance sismique optimale ont été effectuées d'après l'influence des paramètres de conception d'une pile de ponts.

En raison du délai restreint dans lequel ce projet a été effectué, une validation des facteurs de modification de réponse performantiels proposés par l'analyse de structure complète de deux et trois portées composées de piles uniques est recommandée puisque, pour l'instant, une masse simplifiée en tête de pile est supposée. Dans la même veine, il serait intéressant de vérifier si les facteurs de modification de réponse performantiels proposés respectent les objectifs de performance, et ce, même si la masse sismique est différente dans les deux directions orthogonales. Le développement de facteurs $R_{performance}$ pour la direction transversale pour les piliers composés de plusieurs piles est également conseillé dans le but de fournir des facteurs de modification de réponse performantiels plus adaptés aux différents types de géométrie.

Le développement d'une loi uniaxiale pouvant s'intégrer au programme OpenSees et permettant la prise en considération de la rupture des barres ainsi que le flambement des armatures longitudinales est grandement conseillé. Cela augmenterait la capacité du modèle numérique à prédire le comportement des piles pour les grandes ductilités. Finalement, une validation de la méthode de conception proposée par des essais expérimentaux est recommandée.

ANNEXE A

Piliers types

Tableau A.1 Paramètres des piliers types de pont utilisées pour l'étude paramétrique

Numérotation des piles	Géométrie			Armature longitudinale			Armature Transversale		Taux de charge axiale
	Dia. (mm)	L/D	Cover (mm)	Dia. (mm)	Nombre	Lits	Dia. (mm)	Esp. (mm)	
O1P080N05LD3	1000,0	3	84,75	25,2	14	1	16,0	85,0	0,05
O1P080N05LD5	1000,0	5	84,75	25,2	14	1	16,0	85,0	0,05
O1P080N05LD8	1000,0	8	84,75	25,2	14	1	16,0	85,0	0,05
O1P080N10LD3	1000,0	3	84,75	25,2	14	1	16,0	80,0	0,10
O1P080N10LD5	1000,0	5	84,75	25,2	14	1	16,0	80,0	0,10
O1P080N10LD8	1000,0	8	84,75	25,2	14	1	16,0	80,0	0,10
O1P080N20LD3	1000,0	3	84,75	25,2	14	1	16,0	60,0	0,20
O1P080N20LD5	1000,0	5	84,75	25,2	14	1	16,0	60,0	0,20
O1P080N20LD8	1000,0	8	84,75	25,2	14	1	16,0	60,0	0,20
O1P080N30LD3	1000,0	3	84,75	25,2	14	1	16,0	55,0	0,30
O1P080N30LD5	1000,0	5	84,75	25,2	14	1	16,0	55,0	0,30
O1P080N30LD8	1000,0	8	84,75	25,2	14	1	16,0	55,0	0,30
O1P125N05LD3	1000,0	3	84,75	29,9	14	1	16,0	85,0	0,05
O1P125N05LD5	1000,0	5	84,75	29,9	14	1	16,0	85,0	0,05
O1P125N05LD8	1000,0	8	84,75	29,9	14	1	16,0	85,0	0,05
O1P125N10LD3	1000,0	3	84,75	29,9	14	1	16,0	75,0	0,10
O1P125N10LD5	1000,0	5	84,75	29,9	14	1	16,0	75,0	0,10
O1P125N10LD8	1000,0	8	84,75	29,9	14	1	16,0	75,0	0,10
O1P125N20LD3	1000,0	3	84,75	29,9	14	1	16,0	70,0	0,20
O1P125N20LD5	1000,0	5	84,75	29,9	14	1	16,0	70,0	0,20
O1P125N20LD8	1000,0	8	84,75	29,9	14	1	16,0	70,0	0,20
O1P125N30LD3	1000,0	3	84,75	29,9	14	1	16,0	50,0	0,30
O1P125N30LD5	1000,0	5	84,75	29,9	14	1	16,0	50,0	0,30
O1P125N30LD8	1000,0	8	84,75	29,9	14	1	16,0	50,0	0,30
O1P250N05LD3	1000,0	3	84,75	43,7	14	1	16,0	80,0	0,05
O1P250N05LD5	1000,0	5	84,75	43,7	14	1	16,0	80,0	0,05

Suite à la page suivante...

Suite de la page précédente...

Numérotation des piles	Géométrie			Longitudinale			Transversale		Taux de charge axiale
	Dia.	L/D	Cover	Dia.	Nombre	Lits	Dia.	Esp.	
O1P250N05LD8	1000,0	8	84,75	43,7	14	1	16,0	80,0	0,05
O1P250N10LD3	1000,0	3	84,75	43,7	14	1	16,0	75,0	0,10
O1P250N10LD5	1000,0	5	84,75	43,7	14	1	16,0	75,0	0,10
O1P250N10LD8	1000,0	8	84,75	43,7	14	1	16,0	75,0	0,10
O1P250N20LD3	1000,0	3	84,75	43,7	14	1	16,0	70,0	0,20
O1P250N20LD5	1000,0	5	84,75	43,7	14	1	16,0	70,0	0,20
O1P250N20LD8	1000,0	8	84,75	43,7	14	1	16,0	70,0	0,20
O1P250N30LD3	1000,0	3	84,75	43,7	14	1	16,0	50,0	0,30
O1P250N30LD5	1000,0	5	84,75	43,7	14	1	16,0	50,0	0,30
O1P250N30LD8	1000,0	8	84,75	43,7	14	1	16,0	50,0	0,30
O1P500N05LD3	1000,0	3	84,75	56,4	16	1	16,0	80,0	0,05
O1P500N05LD5	1000,0	5	84,75	56,4	16	1	16,0	80,0	0,05
O1P500N05LD8	1000,0	8	84,75	56,4	16	1	16,0	80,0	0,05
O1P500N10LD3	1000,0	3	84,75	56,4	16	1	16,0	75,0	0,10
O1P500N10LD5	1000,0	5	84,75	56,4	16	1	16,0	75,0	0,10
O1P500N10LD8	1000,0	8	84,75	56,4	16	1	16,0	75,0	0,10
O1P500N20LD3	1000,0	3	84,75	56,4	16	1	16,0	70,0	0,20
O1P500N20LD5	1000,0	5	84,75	56,4	16	1	16,0	70,0	0,20
O1P500N20LD8	1000,0	8	84,75	56,4	16	1	16,0	70,0	0,20
O1P500N30LD3	1000,0	3	84,75	56,4	16	1	16,0	50,0	0,30
O1P500N30LD5	1000,0	5	84,75	56,4	16	1	16,0	50,0	0,30
O1P500N30LD8	1000,0	8	84,75	56,4	16	1	16,0	50,0	0,30
O2P080N05LD3	2000,0	3	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,05
O2P080N05LD5	2000,0	5	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,05
O2P080N05LD8	2000,0	8	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,05
O2P080N10LD3	2000,0	3	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,10
O2P080N10LD5	2000,0	5	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,10
O2P080N10LD8	2000,0	8	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,10
O2P080N20LD3	2000,0	3	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,20
O2P080N20LD5	2000,0	5	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,20
O2P080N20LD8	2000,0	8	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,20
O2P080N30LD3	2000,0	3	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,30

Suite à la page suivante...

Suite de la page précédente...

Numérotation des piles	Géométrie			Longitudinale			Transversale		Taux de charge axiale
	Dia.	L/D	Cover	Dia.	Nombre	Lits	Dia.	Esp.	
O2P080N30LD5	2000,0	5	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,30
O2P080N30LD8	2000,0	8	84,75	29,9	36	1	19,5	55,0	0,30
O2P125N05LD3	2000,0	3	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,05
O2P125N05LD5	2000,0	5	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,05
O2P125N05LD8	2000,0	8	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,05
O2P125N10LD3	2000,0	3	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,10
O2P125N10LD5	2000,0	5	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,10
O2P125N10LD8	2000,0	8	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,10
O2P125N20LD3	2000,0	3	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,20
O2P125N20LD5	2000,0	5	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,20
O2P125N20LD8	2000,0	8	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,20
O2P125N30LD3	2000,0	3	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,30
O2P125N30LD5	2000,0	5	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,30
O2P125N30LD8	2000,0	8	84,75	35,7	40	1	19,5	55,0	0,30
O2P250N05LD3	2000,0	3	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,05
O2P250N05LD5	2000,0	5	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,05
O2P250N05LD8	2000,0	8	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,05
O2P250N10LD3	2000,0	3	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,10
O2P250N10LD5	2000,0	5	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,10
O2P250N10LD8	2000,0	8	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,10
O2P250N20LD3	2000,0	3	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,20
O2P250N20LD5	2000,0	5	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,20
O2P250N20LD8	2000,0	8	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,20
O2P250N30LD3	2000,0	3	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,30
O2P250N30LD5	2000,0	5	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,30
O2P250N30LD8	2000,0	8	84,75	56,4	32	1	19,5	55,0	0,30
O2P500N05LD3	2000,0	3	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,05
O2P500N05LD5	2000,0	5	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,05
O2P500N05LD8	2000,0	8	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,05
O2P500N10LD3	2000,0	3	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,10
O2P500N10LD5	2000,0	5	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,10
O2P500N10LD8	2000,0	8	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,10

Suite à la page suivante...

Suite de la page précédente...

Numérotation des piles	Géométrie			Longitudinale			Transversale		Taux de charge axiale
	Dia.	L/D	Cover	Dia.	Nombre	Lits	Dia.	Esp.	
O2P500N20LD3	2000,0	3	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,20
O2P500N20LD5	2000,0	5	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,20
O2P500N20LD8	2000,0	8	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,20
O2P500N30LD3	2000,0	3	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,30
O2P500N30LD5	2000,0	5	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,30
O2P500N30LD8	2000,0	8	84,75	56,4	32	2	19,5	55,0	0,30
O3P080N05LD3	3000,0	3	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,05
O3P080N05LD5	3000,0	5	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,05
O3P080N05LD8	3000,0	8	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,05
O3P080N10LD3	3000,0	3	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,10
O3P080N10LD5	3000,0	5	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,10
O3P080N10LD8	3000,0	8	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,10
O3P080N20LD3	3000,0	3	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,20
O3P080N20LD5	3000,0	5	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,20
O3P080N20LD8	3000,0	8	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,20
O3P080N30LD3	3000,0	3	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,30
O3P080N30LD5	3000,0	5	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,30
O3P080N30LD8	3000,0	8	84,75	35,7	55	1	25,2	60,0	0,30
O3P125N05LD3	3000,0	3	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,05
O3P125N05LD5	3000,0	5	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,05
O3P125N05LD8	3000,0	8	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,05
O3P125N10LD3	3000,0	3	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,10
O3P125N10LD5	3000,0	5	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,10
O3P125N10LD8	3000,0	8	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,10
O3P125N20LD3	3000,0	3	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,20
O3P125N20LD5	3000,0	5	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,20
O3P125N20LD8	3000,0	8	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,20
O3P125N30LD3	3000,0	3	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,30
O3P125N30LD5	3000,0	5	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,30
O3P125N30LD8	3000,0	8	84,75	43,7	61	1	25,2	60,0	0,30
O3P250N05LD3	3000,0	3	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,05
O3P250N05LD5	3000,0	5	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,05

Suite à la page suivante...

Suite de la page précédente...

Numérotation des piles	Géométrie			Longitudinale			Transversale		Taux de charge axiale
	Dia.	L/D	Cover	Dia.	Nombre	Lits	Dia.	Esp.	
O3P250N05LD8	3000,0	8	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,05
O3P250N10LD3	3000,0	3	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,10
O3P250N10LD5	3000,0	5	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,10
O3P250N10LD8	3000,0	8	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,10
O3P250N20LD3	3000,0	3	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,20
O3P250N20LD5	3000,0	5	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,20
O3P250N20LD8	3000,0	8	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,20
O3P250N30LD3	3000,0	3	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,30
O3P250N30LD5	3000,0	5	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,30
O3P250N30LD8	3000,0	8	84,75	43,7	59	2	25,2	60,0	0,30
O3P500N05LD3	3000,0	3	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,05
O3P500N05LD5	3000,0	5	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,05
O3P500N05LD8	3000,0	8	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,05
O3P500N10LD3	3000,0	3	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,10
O3P500N10LD5	3000,0	5	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,10
O3P500N10LD8	3000,0	8	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,10
O3P500N20LD3	3000,0	3	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,20
O3P500N20LD5	3000,0	5	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,20
O3P500N20LD8	3000,0	8	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,20
O3P500N30LD3	3000,0	3	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,30
O3P500N30LD5	3000,0	5	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,30
O3P500N30LD8	3000,0	8	84,75	56,4	48	3	25,2	60,0	0,30

ANNEXE B

Matrices de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération

Tableau B.1 Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'est du Canada selon une période de récurrence de 125 ans

	Montréal	Québec	Ottawa	Gatineau	Sherbrooke	Trois-Rivières	Rivière-du-Loup	Rimouski	Tadoussac	Saguenay	Charlottetown	Winnipeg	Fredericton	Halifax	Iqaluit	Regina	Toronto
Montréal	0,000	0,082	0,026	0,028	0,170	0,045	0,065	0,000	0,052	0,089	0,787	1,084	0,253	0,550	1,019	1,084	0,562
Québec	0,082	0,000	0,080	0,085	0,074	0,053	0,183	0,082	0,091	0,033	0,640	0,577	0,153	0,418	0,850	0,577	0,363
Ottawa	0,026	0,080	0,000	0,006	0,166	0,040	0,068	0,026	0,025	0,080	0,768	1,096	0,242	0,534	0,998	1,096	0,544
Gatineau	0,028	0,085	0,006	0,000	0,173	0,046	0,060	0,028	0,029	0,085	0,783	1,140	0,250	0,545	1,016	1,140	0,559
Sherbrooke	0,170	0,074	0,166	0,173	0,000	0,117	0,332	0,170	0,196	0,079	0,419	0,340	0,070	0,251	0,567	0,340	0,166
Trois-Rivieres	0,045	0,053	0,040	0,046	0,117	0,000	0,129	0,045	0,042	0,058	0,662	0,798	0,188	0,450	0,870	0,798	0,434
Rivière-du-Loup	0,065	0,183	0,068	0,060	0,332	0,129	0,000	0,065	0,071	0,183	1,351	2,149	0,464	0,956	1,735	2,149	1,012
Rimouski	0,000	0,082	0,026	0,028	0,170	0,045	0,065	0,000	0,052	0,089	0,787	1,084	0,253	0,550	1,019	1,084	0,562
Tadoussac	0,052	0,091	0,025	0,029	0,196	0,042	0,071	0,052	0,000	0,085	0,960	1,348	0,290	0,659	1,255	1,348	0,658
Saguenay	0,089	0,033	0,080	0,085	0,079	0,058	0,183	0,089	0,085	0,000	0,630	0,718	0,144	0,406	0,844	0,718	0,348
Charlottetown	0,787	0,640	0,768	0,783	0,419	0,662	1,351	0,787	0,960	0,630	0,000	1,014	0,302	0,096	0,148	1,014	0,245
Winnipeg	1,084	0,577	1,096	1,140	0,340	0,798	2,149	1,084	1,348	0,718	1,014	0,000	0,552	0,793	0,919	0,000	0,297
Fredericton	0,253	0,153	0,242	0,250	0,070	0,188	0,464	0,253	0,290	0,144	0,302	0,552	0,000	0,159	0,446	0,552	0,083
Halifax	0,550	0,418	0,534	0,545	0,251	0,450	0,956	0,550	0,659	0,406	0,096	0,793	0,159	0,000	0,197	0,793	0,144
Iqaluit	1,019	0,850	0,998	1,016	0,567	0,870	1,735	1,019	1,255	0,844	0,148	0,919	0,446	0,197	0,000	0,919	0,198
Regina	1,084	0,577	1,096	1,140	0,340	0,798	2,149	1,084	1,348	0,718	1,014	0,000	0,552	0,793	0,919	0,000	0,297
Toronto	0,562	0,363	0,544	0,559	0,166	0,434	1,012	0,562	0,658	0,348	0,245	0,297	0,083	0,144	0,198	0,297	0,000

Tableau B.2 Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'ouest du Canada selon une période de récurrence de 125 ans

	Vancouver	Whitehorse	Victoria	Richmond	Edmonton
Vancouver	0,000	0,628	0,147	0,013	2,990
Whitehorse	0,628	0,000	1,210	0,686	1,890
Victoria	0,147	1,210	0,000	0,129	4,663
Richmond	0,013	0,686	0,129	0,000	2,962
Edmonton	2,990	1,890	4,663	2,962	0,000

Tableau B.3 Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'est du Canada selon une période de récurrence de 500 ans

	Montréal	Québec	Ottawa	Gatineau	Sherbrooke	Trois-Rivières	Rivière-du-Loup	Rimouski	Tadoussac	Saguenay	Charlottetown	Winnipeg	Fredericton	Halifax	Iqaluit	Regina	Toronto
Montréal	0,000	0,092	0,020	0,023	0,188	0,027	0,077	0,096	0,042	0,076	0,838	0,880	0,261	0,486	1,118	0,880	0,346
Québec	0,092	0,000	0,101	0,103	0,066	0,081	0,207	0,015	0,099	0,021	0,626	0,644	0,125	0,316	0,867	0,644	0,149
Ottawa	0,020	0,101	0,000	0,004	0,199	0,039	0,066	0,104	0,054	0,088	0,848	0,868	0,272	0,500	1,126	0,868	0,368
Gatineau	0,023	0,103	0,004	0,000	0,202	0,041	0,060	0,106	0,053	0,089	0,855	0,874	0,275	0,505	1,134	0,874	0,374
Sherbrooke	0,188	0,066	0,199	0,202	0,000	0,146	0,388	0,070	0,217	0,091	0,369	0,548	0,041	0,161	0,527	0,548	0,060
Trois-Rivieres	0,027	0,081	0,039	0,041	0,146	0,000	0,120	0,087	0,046	0,069	0,726	0,701	0,211	0,410	0,973	0,701	0,268
Rivière-du-Loup	0,077	0,207	0,066	0,060	0,388	0,120	0,000	0,209	0,067	0,181	1,519	1,695	0,511	0,920	2,008	1,695	0,732
Rimouski	0,096	0,015	0,104	0,106	0,070	0,087	0,209	0,000	0,099	0,027	0,624	0,609	0,123	0,321	0,864	0,609	0,176
Tadoussac	0,042	0,099	0,054	0,053	0,217	0,046	0,067	0,099	0,000	0,079	1,025	1,001	0,302	0,592	1,375	1,001	0,422
Saguenay	0,076	0,021	0,088	0,089	0,091	0,069	0,181	0,027	0,079	0,000	0,670	0,729	0,151	0,350	0,923	0,729	0,191
Charlottetown	0,838	0,626	0,848	0,855	0,369	0,726	1,519	0,624	1,025	0,670	0,000	0,823	0,278	0,121	0,075	0,823	0,203
Winnipeg	0,880	0,644	0,868	0,874	0,548	0,701	1,695	0,609	1,001	0,729	0,823	0,000	0,594	0,692	0,723	0,000	0,309
Fredericton	0,261	0,125	0,272	0,275	0,041	0,211	0,511	0,123	0,302	0,151	0,278	0,594	0,000	0,110	0,412	0,594	0,100
Halifax	0,486	0,316	0,500	0,505	0,161	0,410	0,920	0,321	0,592	0,350	0,121	0,692	0,110	0,000	0,206	0,692	0,138
Iqaluit	1,118	0,867	1,126	1,134	0,527	0,973	2,008	0,864	1,375	0,923	0,075	0,723	0,412	0,206	0,000	0,723	0,287
Regina	0,880	0,644	0,868	0,874	0,548	0,701	1,695	0,609	1,001	0,729	0,823	0,000	0,594	0,692	0,723	0,000	0,309
Toronto	0,346	0,149	0,368	0,374	0,060	0,268	0,732	0,176	0,422	0,191	0,203	0,309	0,100	0,138	0,287	0,309	0,000

Tableau B.4 Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'ouest du Canada selon une période de récurrence de 500 ans

	Vancouver	Whitehorse	Victoria	Richmond	Edmonton
Vancouver	0,000	0,744	0,136	0,022	3,502
Whitehorse	0,744	0,000	1,375	0,842	2,322
Victoria	0,136	1,375	0,000	0,109	2,176
Richmond	0,022	0,842	0,109	0,000	3,342
Edmonton	3,502	2,322	2,176	3,342	0,000

Tableau B.5 Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'est du Canada selon une période de récurrence de 1000 ans

	Montréal	Québec	Ottawa	Gatineau	Sherbrooke	Trois-Rivières	Rivière-du-Loup	Rimouski	Tadoussac	Saguenay	Charlottetown	Winnipeg	Fredericton	Halifax	Iqaluit	Regina	Toronto
Montréal	0,000	0,122	0,016	0,020	0,233	0,021	0,064	0,111	0,086	0,112	0,904	0,751	0,274	0,491	1,239	0,630	0,310
Québec	0,122	0,000	0,124	0,124	0,071	0,100	0,210	0,006	0,077	0,010	0,580	0,235	0,087	0,252	0,851	0,264	0,141
Ottawa	0,016	0,124	0,000	0,005	0,234	0,024	0,077	0,114	0,093	0,115	0,902	0,761	0,277	0,491	1,233	0,638	0,309
Gatineau	0,020	0,124	0,005	0,000	0,233	0,025	0,078	0,113	0,091	0,115	0,902	0,753	0,276	0,490	1,233	0,630	0,308
Sherbrooke	0,233	0,071	0,234	0,233	0,000	0,199	0,402	0,081	0,194	0,084	0,327	0,353	0,027	0,107	0,503	0,398	0,101
Trois-Rivières	0,021	0,100	0,024	0,025	0,199	0,000	0,091	0,091	0,075	0,092	0,816	0,633	0,237	0,432	1,125	0,520	0,253
Rivière-du-Loup	0,064	0,210	0,077	0,078	0,402	0,091	0,000	0,193	0,088	0,194	1,512	1,215	0,463	0,840	2,069	1,025	0,592
Rimouski	0,111	0,006	0,114	0,113	0,081	0,091	0,193	0,000	0,067	0,006	0,618	0,235	0,100	0,273	0,902	0,249	0,147
Tadoussac	0,086	0,077	0,093	0,091	0,194	0,075	0,088	0,067	0,000	0,066	0,942	0,425	0,228	0,476	1,327	0,286	0,285
Saguenay	0,112	0,010	0,115	0,115	0,084	0,092	0,194	0,006	0,066	0,000	0,608	0,234	0,101	0,272	0,885	0,241	0,150
Charlottetown	0,904	0,580	0,902	0,902	0,327	0,816	1,512	0,618	0,942	0,608	0,000	0,597	0,280	0,132	0,063	0,623	0,243
Winnipeg	0,751	0,235	0,761	0,753	0,353	0,633	1,215	0,235	0,425	0,234	0,597	0,000	0,338	0,455	0,611	0,018	0,219
Fredericton	0,274	0,087	0,277	0,276	0,027	0,237	0,463	0,100	0,228	0,101	0,280	0,338	0,000	0,098	0,438	0,385	0,120
Halifax	0,491	0,252	0,491	0,490	0,107	0,432	0,840	0,273	0,476	0,272	0,132	0,455	0,098	0,000	0,229	0,487	0,127
Iqaluit	1,239	0,851	1,233	1,233	0,503	1,125	2,069	0,902	1,327	0,885	0,063	0,611	0,438	0,229	0,000	0,631	0,353
Regina	0,630	0,264	0,638	0,630	0,398	0,520	1,025	0,249	0,286	0,241	0,623	0,018	0,385	0,487	0,631	0,000	0,217
Toronto	0,310	0,141	0,309	0,308	0,101	0,253	0,592	0,147	0,285	0,150	0,243	0,219	0,120	0,127	0,353	0,217	0,000

Tableau B.6 Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'ouest du Canada selon une période de récurrence de 1000 ans

	Vancouver	Whitehorse	Victoria	Richmond	Edmonton
Vancouver	0,000	0,752	0,123	0,028	3,492
Whitehorse	0,752	0,000	1,348	0,871	2,043
Victoria	0,123	1,348	0,000	0,091	2,396
Richmond	0,028	0,871	0,091	0,000	3,251
Edmonton	3,492	2,043	2,396	3,251	0,000

Tableau B.7 Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'est du Canada selon une période de récurrence de 2500 ans

	Montréal	Québec	Ottawa	Gatineau	Sherbrooke	Trois-Rivières	Rivière-du-Loup	Rimouski	Tadoussac	Saguenay	Charlottetown	Winnipeg	Fredericton	Halifax	Iqaluit	Regina	Toronto
Montréal	0,000	0,133	0,021	0,021	0,263	0,015	0,088	0,103	0,114	0,092	1,043	0,653	0,278	0,538	1,406	0,484	0,321
Québec	0,133	0,000	0,136	0,136	0,069	0,117	0,169	0,037	0,064	0,039	0,639	0,459	0,072	0,252	0,899	0,545	0,104
Ottawa	0,021	0,136	0,000	0,000	0,265	0,035	0,083	0,103	0,114	0,094	1,040	0,625	0,279	0,537	1,401	0,439	0,316
Gatineau	0,021	0,136	0,000	0,000	0,265	0,035	0,083	0,103	0,114	0,094	1,040	0,625	0,279	0,537	1,401	0,439	0,316
Sherbrooke	0,263	0,069	0,265	0,265	0,000	0,235	0,354	0,112	0,169	0,125	0,350	0,455	0,021	0,106	0,507	0,531	0,102
Trois-Rivieres	0,015	0,117	0,035	0,035	0,235	0,000	0,094	0,091	0,116	0,080	0,952	0,597	0,249	0,487	1,285	0,458	0,288
Rivière-du-Loup	0,088	0,169	0,083	0,083	0,354	0,094	0,000	0,124	0,072	0,109	1,539	0,592	0,363	0,765	2,085	0,347	0,407
Rimouski	0,103	0,037	0,103	0,103	0,112	0,091	0,124	0,000	0,036	0,021	0,752	0,334	0,110	0,315	1,045	0,387	0,071
Tadoussac	0,114	0,064	0,114	0,114	0,169	0,116	0,072	0,036	0,000	0,031	0,964	0,246	0,166	0,432	1,327	0,299	0,159
Saguenay	0,092	0,039	0,094	0,094	0,125	0,080	0,109	0,021	0,031	0,000	0,767	0,350	0,128	0,335	1,061	0,373	0,115
Charlottetown	1,043	0,640	1,040	1,040	0,350	0,952	1,539	0,752	0,964	0,767	0,000	0,634	0,336	0,152	0,039	0,671	0,273
Winnipeg	0,653	0,459	0,625	0,625	0,455	0,597	0,592	0,334	0,246	0,350	0,634	0,000	0,359	0,486	0,570	0,032	0,160
Fredericton	0,278	0,072	0,279	0,279	0,021	0,249	0,363	0,110	0,166	0,128	0,336	0,359	0,000	0,107	0,483	0,436	0,076
Halifax	0,538	0,252	0,537	0,537	0,106	0,487	0,765	0,315	0,432	0,335	0,152	0,486	0,107	0,000	0,236	0,538	0,105
Iqaluit	1,406	0,899	1,401	1,401	0,507	1,285	2,085	1,045	1,327	1,061	0,039	0,570	0,483	0,236	0,000	0,599	0,383
Regina	0,484	0,545	0,439	0,439	0,531	0,458	0,347	0,387	0,299	0,373	0,671	0,032	0,436	0,538	0,599	0,000	0,193
Toronto	0,321	0,104	0,316	0,316	0,102	0,288	0,407	0,071	0,159	0,115	0,273	0,159	0,076	0,105	0,383	0,193	0,000

Tableau B.8 Matrice de comparaison de la corrélation des spectres d'accélération des principales villes de l'ouest du Canada selon une période de récurrence de 2500 ans

	Vancouver	Whitehorse	Victoria	Richmond	Edmonton
Vancouver	0,000	0,705	0,117	0,030	5,339
Whitehorse	0,705	0,000	1,255	0,824	2,378
Victoria	0,117	1,255	0,000	0,083	4,663
Richmond	0,030	0,824	0,083	0,000	5,198
Edmonton	5,339	2,378	4,663	5,198	0,000

ANNEXE C

Accélération maximale au sol et spectrale à
0,2 s pour les principales villes du Canada

Tableau C.1 Accélération maximale au sol et spectrale à 0,2 s pour les principales villes du Canada

Ville	Région	2475 ans		125 ans		475 ans		975 ans		Moyenne			
		Sa(0,2)	PGA	Sa(0,2)/Sa(0,2) PGA	PGA	Sa(0,2)/Sa(0,2) PGA	PGA	Sa(0,2)/Sa(0,2) PGA	PGA				
Montréal	Est	0,641	0,326	1,97	0,091	0,039	2,33	0,252	0,124	2,03	0,390	0,201	1,94
Québec	Est	0,542	0,281	1,93	0,087	0,033	2,64	0,237	0,100	2,37	0,345	0,163	2,12
Ottawa	Est	0,635	0,323	1,97	0,089	0,039	2,28	0,249	0,122	2,04	0,386	0,201	1,92
Gatineau	Est	0,635	0,322	1,97	0,090	0,039	2,31	0,250	0,123	2,03	0,387	0,202	1,92
Sherbrooke	Est	0,356	0,135	2,64	0,066	0,022	3,00	0,165	0,057	2,89	0,238	0,085	2,80
Trois-Rivieres	Est	0,595	0,315	1,89	0,082	0,034	2,41	0,229	0,114	2,01	0,365	0,185	1,97
Rivière-du-Loup	Est	1,002	0,485	2,07	0,148	0,076	1,95	0,427	0,213	2,00	0,642	0,317	2,03
Rimouski	Est	0,589	0,315	1,87	0,091	0,034	2,68	0,236	0,111	2,13	0,360	0,194	1,86
Tadoussac	Est	0,713	0,333	2,14	0,114	0,050	2,28	0,318	0,135	2,36	0,466	0,209	2,23
Saguenay	Est	0,581	0,313	1,86	0,086	0,035	2,46	0,242	0,108	2,24	0,350	0,186	1,88
Charlottetown	Est	0,153	0,049	3,12	0,030	0,007	4,29	0,073	0,020	3,65	0,104	0,029	3,59
Winnipeg	Est	0,095	0,036	2,64	0,011	0,003	3,67	0,035	0,011	3,18	0,055	0,019	2,89
Fredericton	Est	0,329	0,182	1,81	0,057	0,018	3,17	0,143	0,055	2,60	0,211	0,099	2,13
Halifax	Est	0,226	0,085	2,66	0,037	0,012	3,08	0,099	0,036	2,75	0,148	0,054	2,74
Iqaluit	Est	0,120	0,036	3,33	0,025	0,006	4,17	0,059	0,015	3,93	0,083	0,022	3,77
Regina	Est	0,101	0,040	2,53	0,011	0,003	3,67	0,035	0,014	2,50	0,057	0,024	2,38
Toronto	Est	0,228	0,121	1,88	0,028	0,009	3,11	0,089	0,040	2,23	0,146	0,068	2,15
Vancouver	Ouest	0,095	0,036	2,64	0,011	0,003	3,67	0,035	0,011	3,18	0,055	0,019	2,89
Whitehorse	Ouest	0,924	0,458	2,02	0,228	0,116	1,97	0,488	0,244	2,00	0,663	0,329	2,02
Victoria	Ouest	0,223	0,115	1,94	0,063	0,035	1,80	0,119	0,064	1,86	0,158	0,084	1,88
Richmond	Ouest	1,219	0,609	2,00	0,321	0,165	1,95	0,672	0,337	1,99	0,893	0,447	2,00
Edmonton	Ouest	1,003	0,497	2,02	0,240	0,122	1,97	0,524	0,265	1,98	0,718	0,358	2,01
Moyenne	Est		0,217			0,027			0,082			0,133	
	Ouest		0,343			0,088			0,184			0,247	
	Total			2,22			2,76			2,45			2,32

ANNEXE D

Courbes hystérétiques des piliers servant à la validation des deux méthodes d'analyses

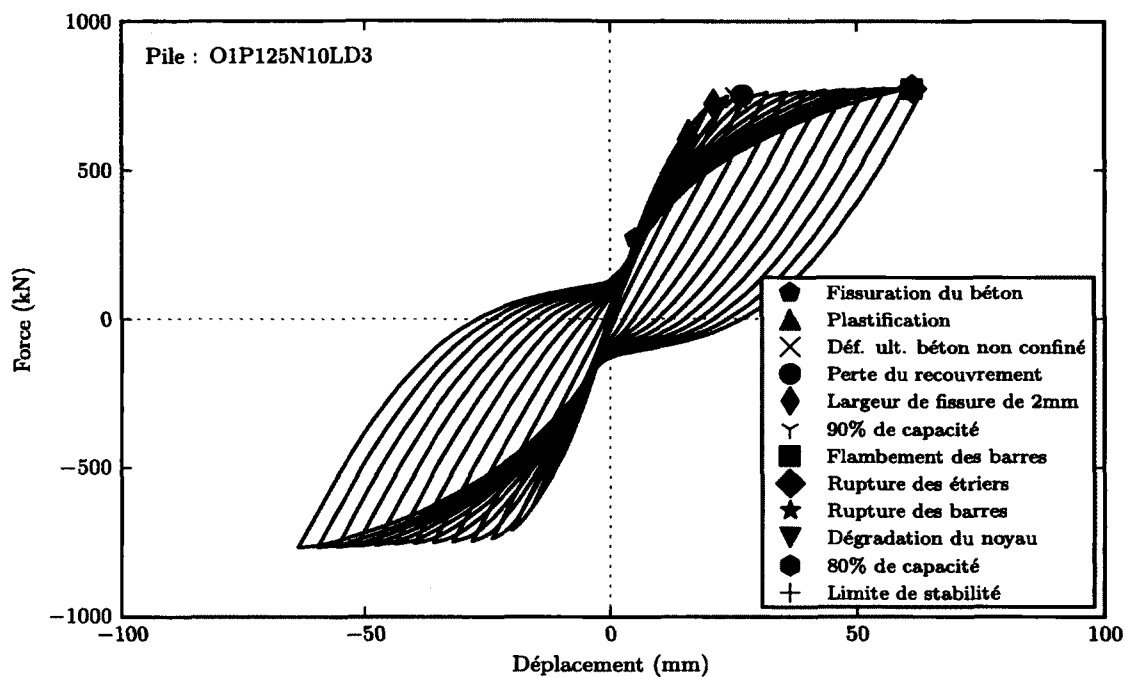


Figure D.1 Courbe force-déplacement et points limites de la pile O1P125N10LD3

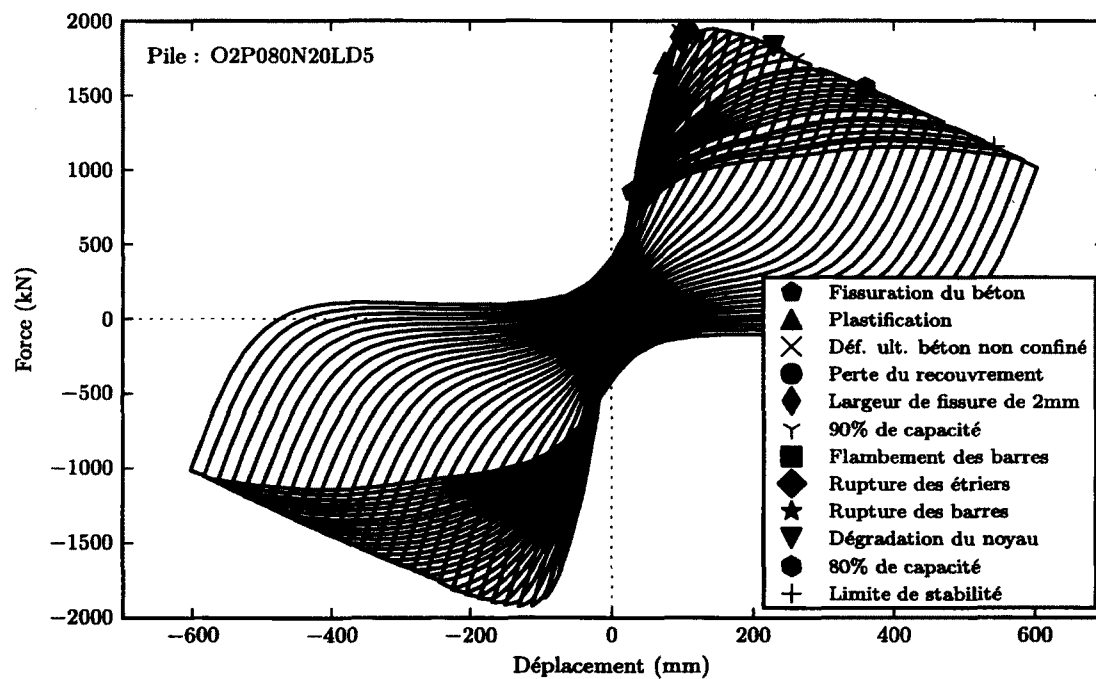


Figure D.2 Courbe force-déplacement et points limites de la pile O2P080N20LD5

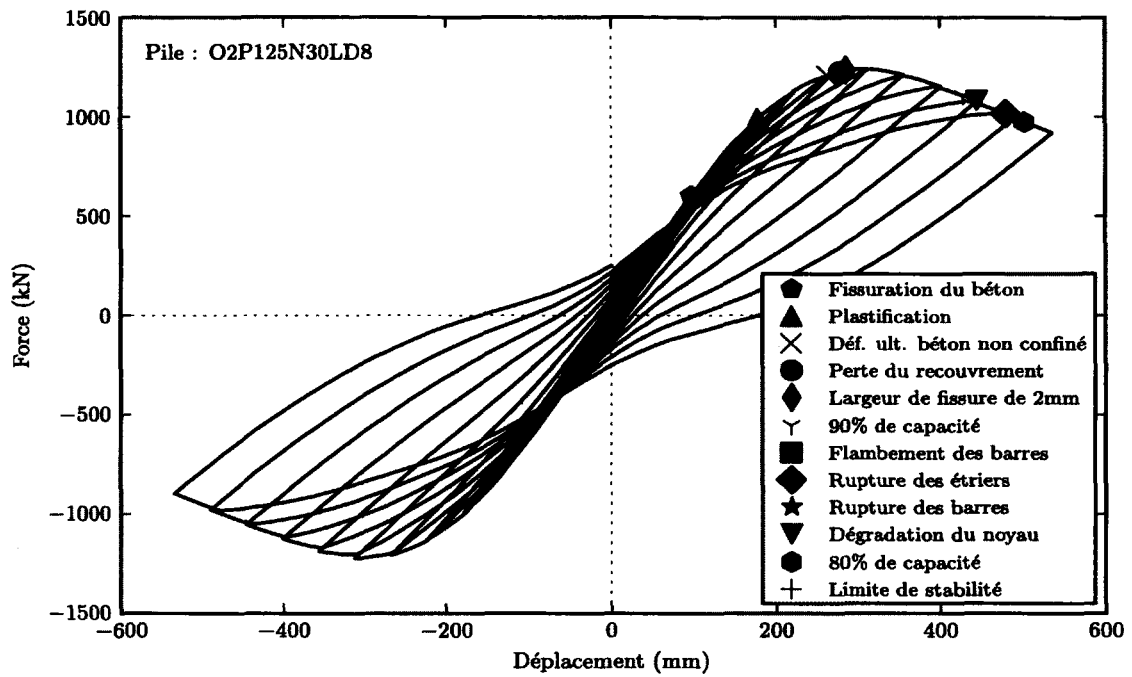


Figure D.3 Courbe force-déplacement et points limites de la pile O2P125N30LD8

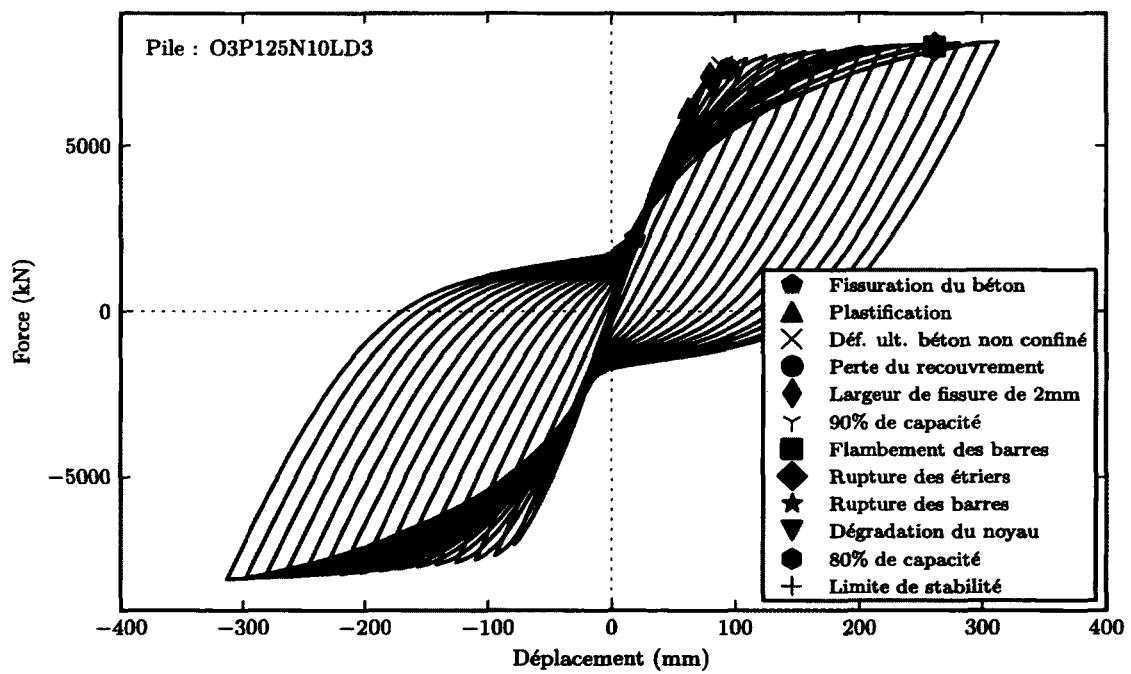


Figure D.4 Courbe force-déplacement et points limites de la pile O3P125N10LD3

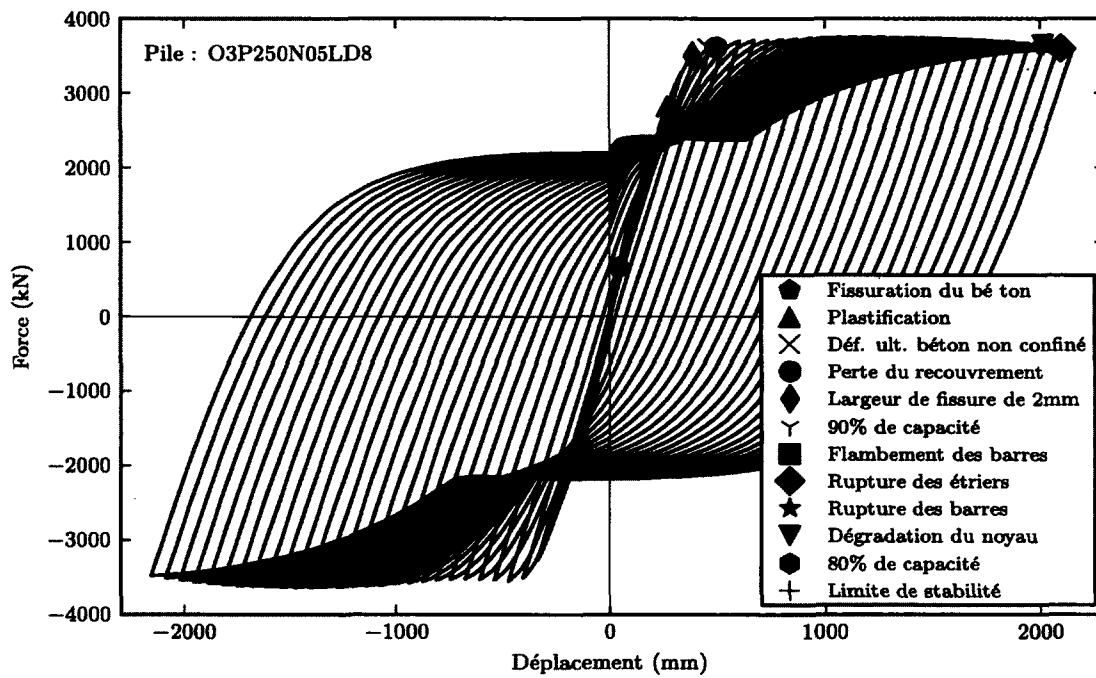


Figure D.5 Courbe force-déplacement et points limites de la pile O3P250N05LD8

ANNEXE E

Effet de la rupture de barre sur la pile O1P125-N05LD5

Une analyse par poussée progressive incrémentale a été effectuée sur la pile O1P125N05LD5 afin de déterminer l'influence des ruptures de barres sur sa capacité à reprendre les efforts. Pour ce faire, la pile a été analysée dans un premier temps selon sa configuration initiale (14 barres d'armatures longitudinales) et la réponse force-déplacement a été obtenue. Des résultats de cette analyse, le point de rupture de la première barre longitudinale a été trouvé. Une deuxième analyse a par la suite été réalisée, mais cette fois-ci en considérant une barre longitudinale en moins. Le fait de retirer une armature longitudinale simule le cas où une première barre a été sectionnée. Selon les résultats de cette deuxième analyse, la courbe en force-déplacement et le point de rupture de la deuxième barre longitudinale ont pu être déterminés. Ce même processus a été répété pour 2, 3, 4, 7, 8 et 9 barres d'armature longitudinale en moins. Le résultat de toutes ces analyses est présenté à la figure E.1.

D'après la figure E.1, on constate qu'après la rupture de la première barre d'armature longitudinale, il n'y a aucun gain jusqu'à l'atteinte de la perte de stabilité. En effet, après

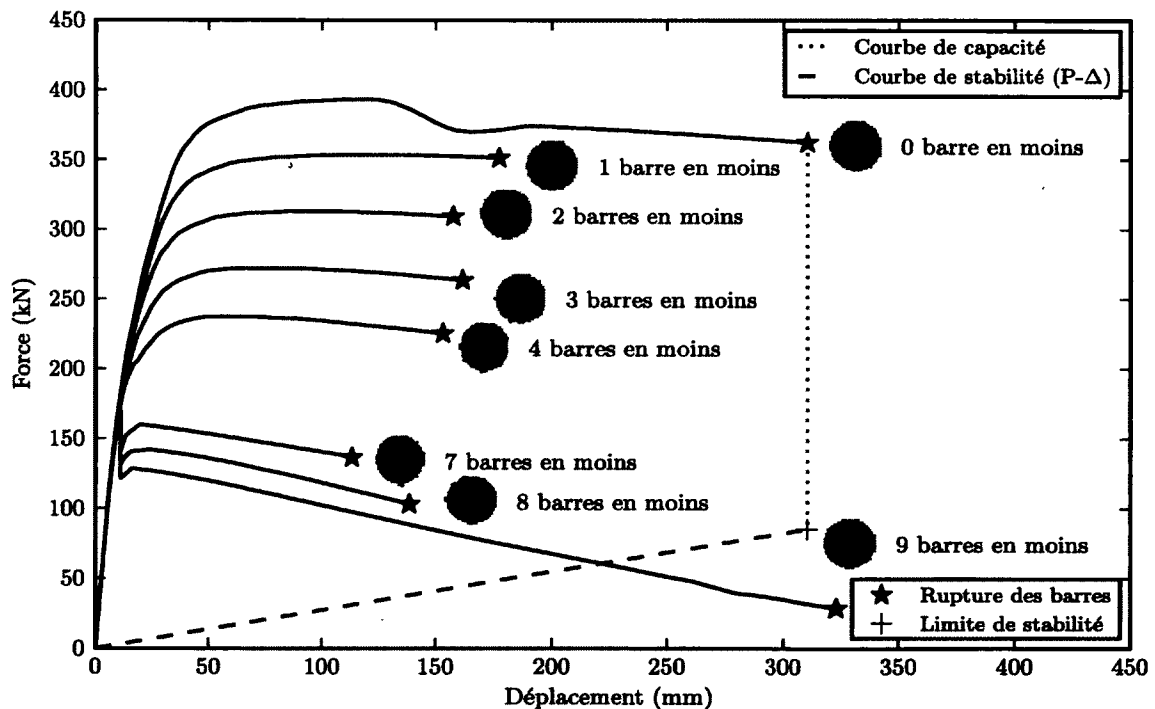


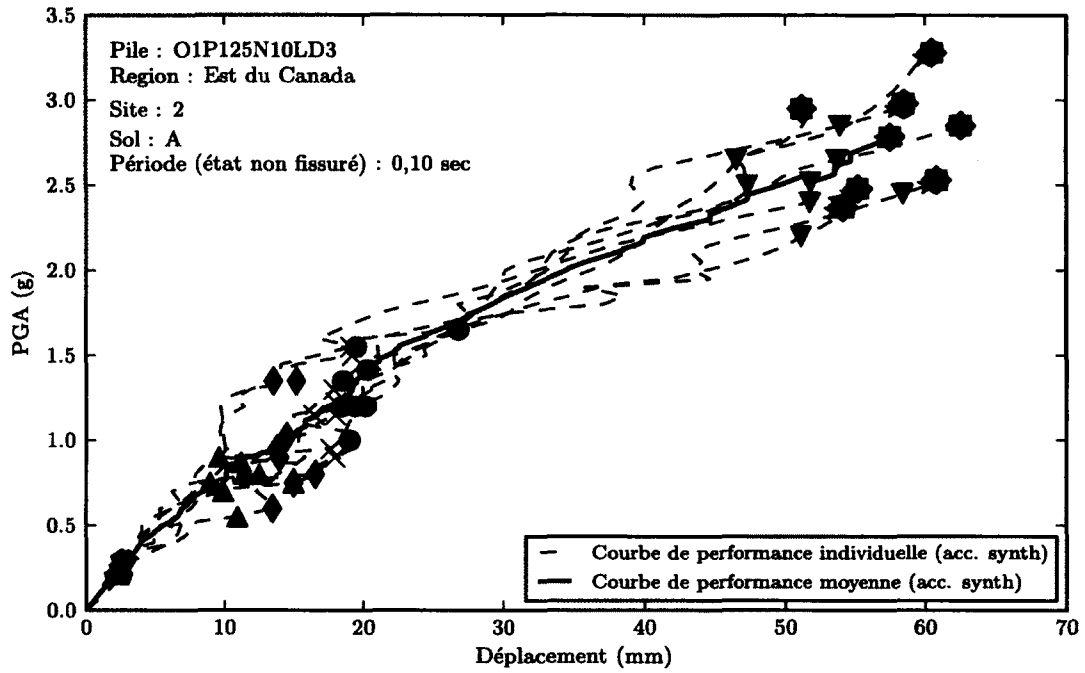
Figure E.1 Influence de la rupture de barres pour la pile O1P125N05LD5

ANNEXE E. EFFET DE LA RUPTURE DE BARRE SUR LA PILE O1P125N05LD5

la première rupture, la redistribution des efforts dus à la perte d'une barre engendre des efforts supérieurs à la capacité des barres d'armatures restantes. On remarque sur la figure que la rupture des barres suivante se produit pour des déplacements inférieurs au déplacement de la première barre. On constate toutefois que, bien que le déplacement à la rupture de la 10^{ème} barres se produit à un déplacement légèrement supérieur à la rupture de barre initiale, la capacité de la pile est inférieure à l'effort minimum pour contrer les efforts de la force $P-\Delta$. Ainsi, la courbe de capacité, après la rupture de la première barre longitudinale, est décrite par une droite verticale (droite pointillée) jusqu'à l'atteinte de la limite de stabilité. Pour la pile O1P125N05LD5, il n'y a alors aucun gain de capacité après une rupture de barre.

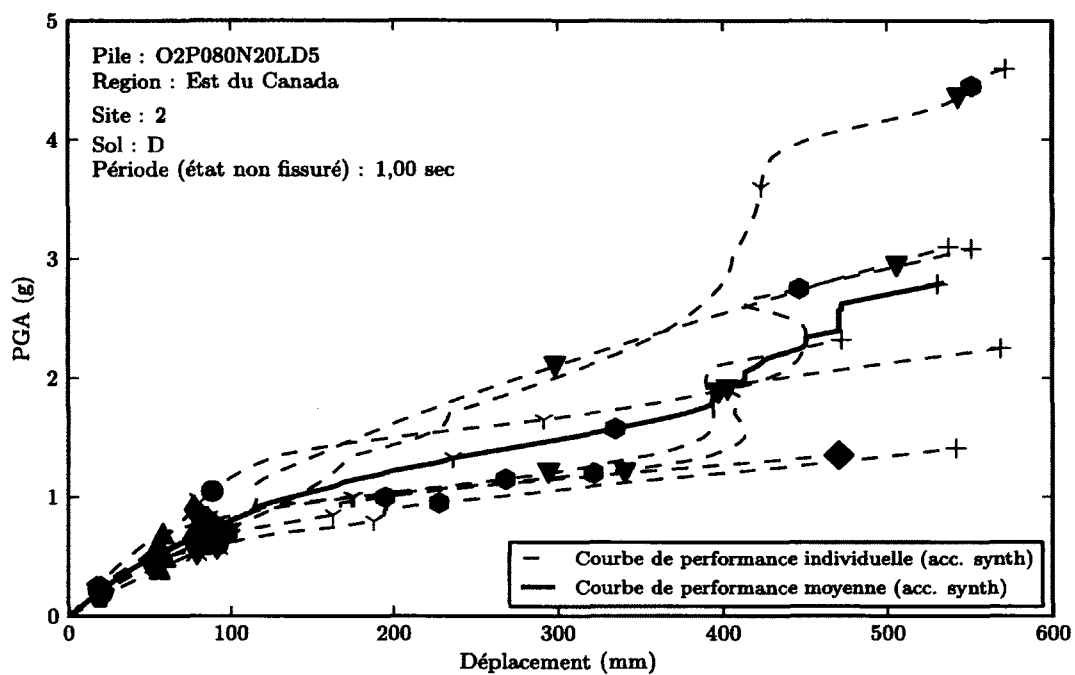
ANNEXE F

Courbes de performance sismique des piles selon la méthode d'analyse dynamique

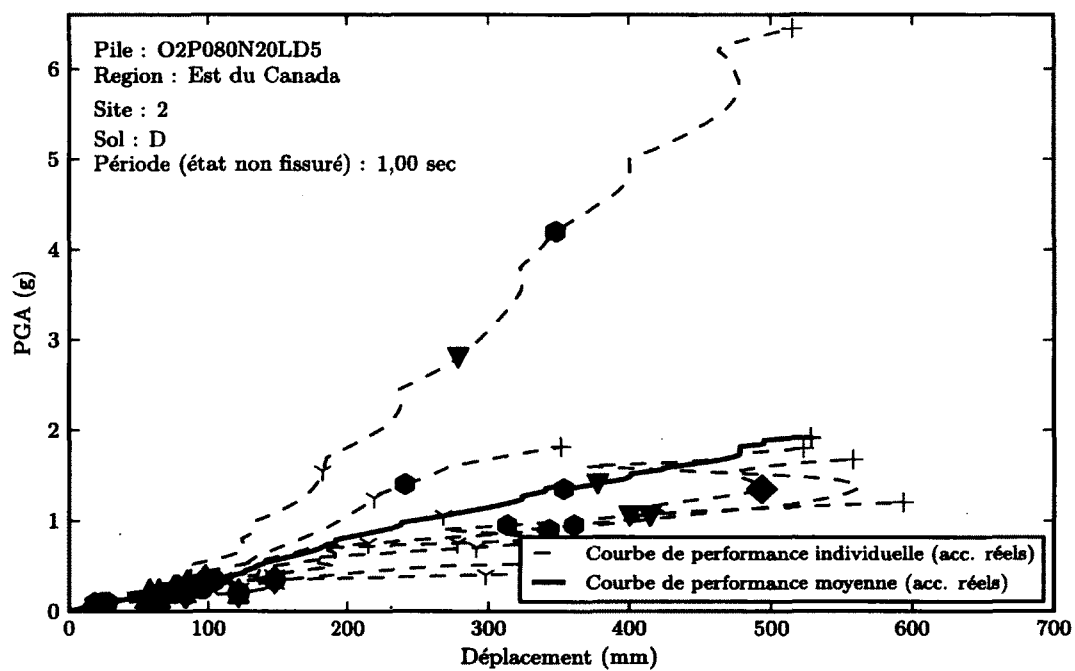


(a) Accélérogrammes synthétiques

Figure F.1 Courbe de performance sismique de la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2 obtenue avec la méthode dynamique

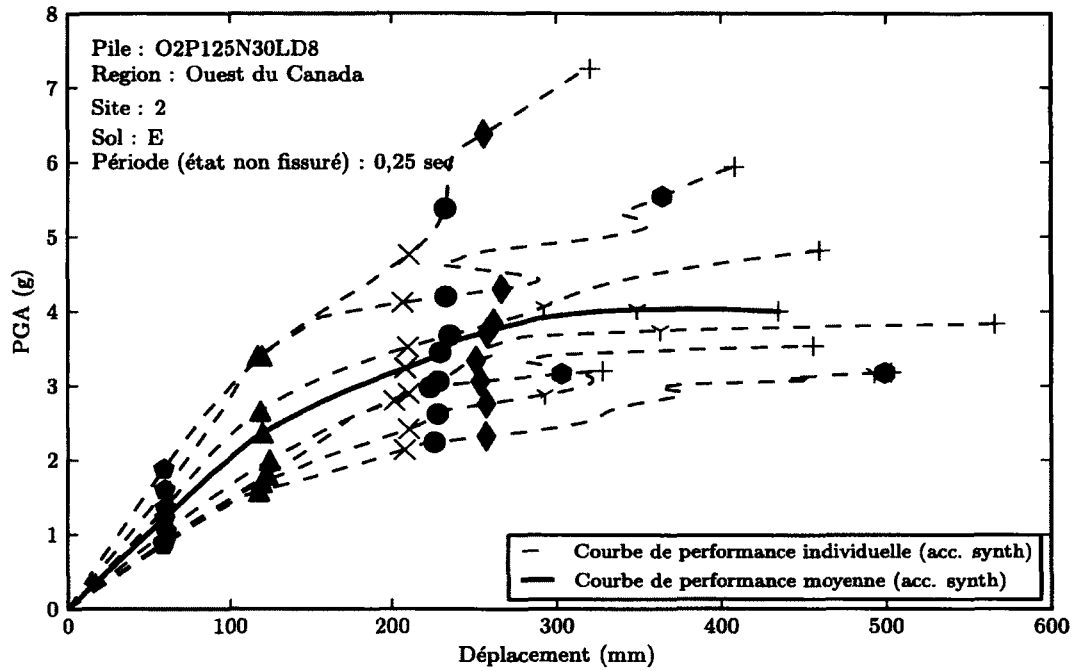


(a) Accélérogrammes synthétiques



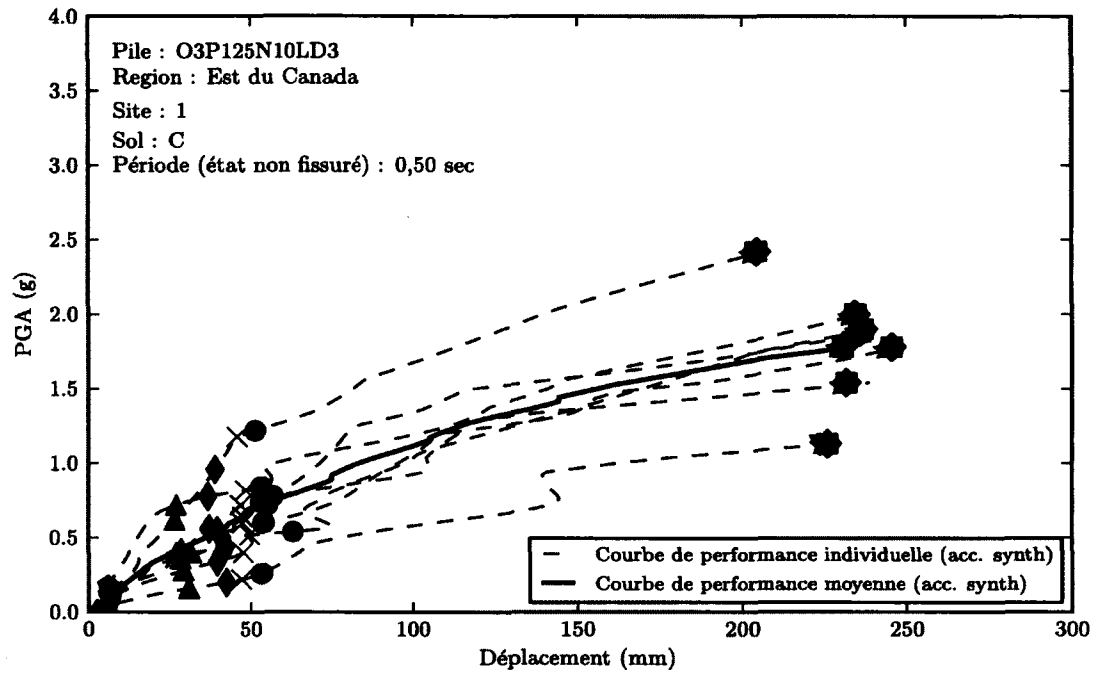
(b) Accélérogrammes réels

Figure F.2 Courbe de performance sismique de la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2 obtenue avec la méthode dynamique

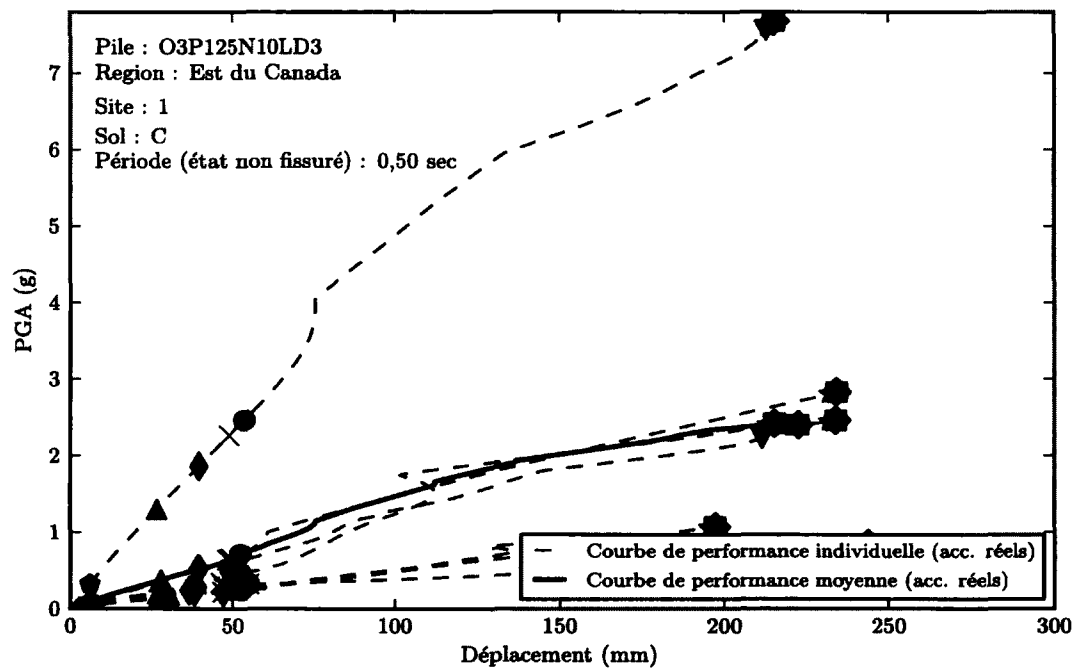


(a) Accélérogrammes synthétiques

Figure F.3 Courbe de performance sismique de la pile O2P125N30LD8T0.25EROS2 obtenue avec la méthode dynamique

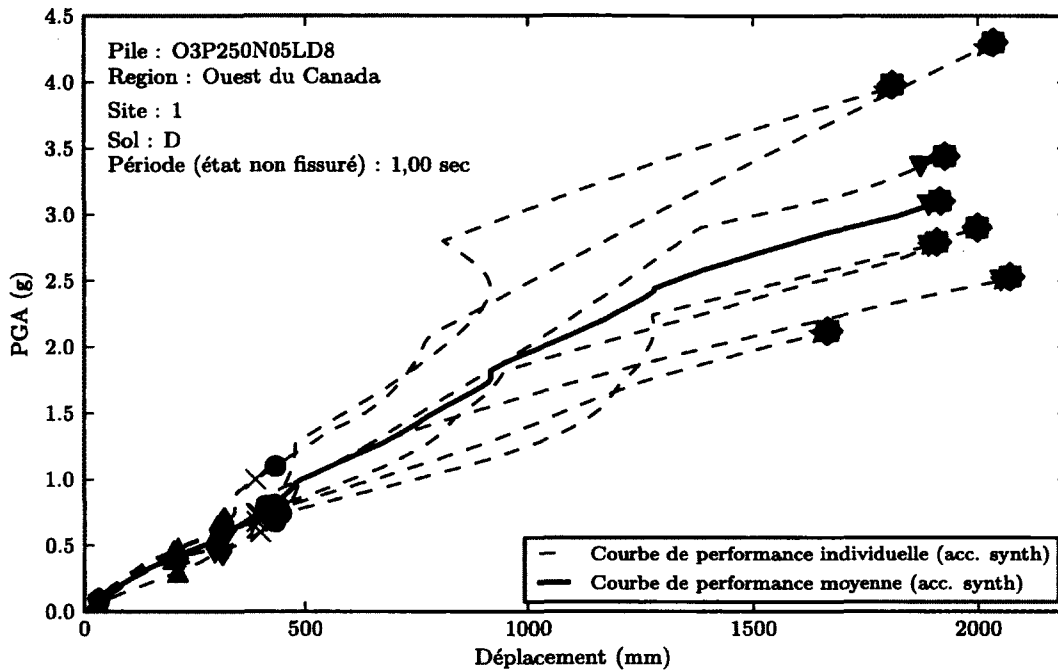


(a) Accélérogrammes synthétiques

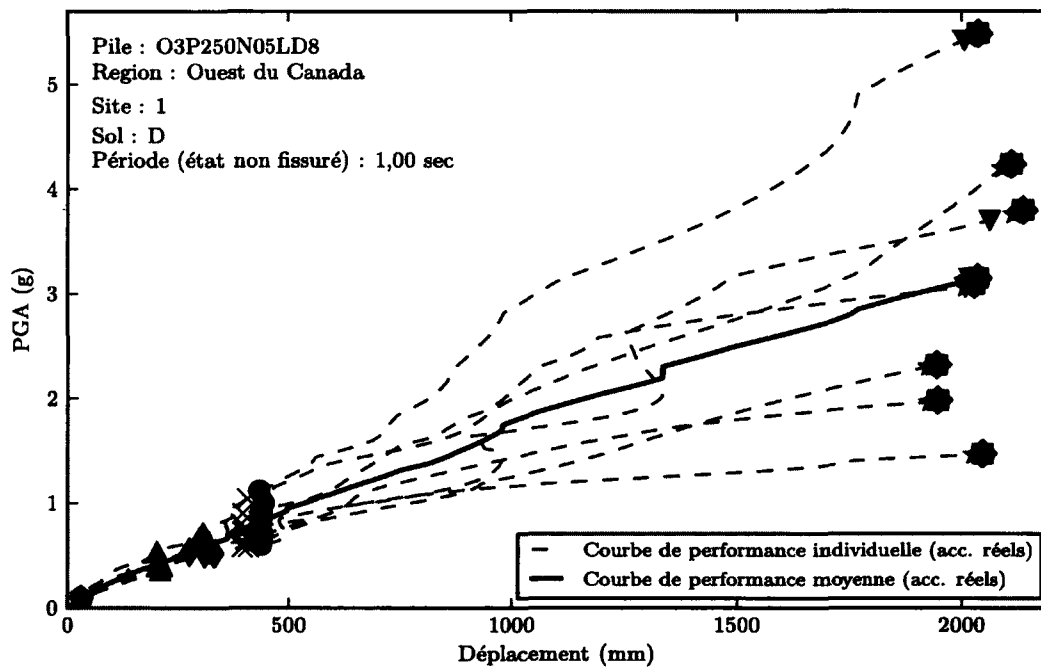


(b) Accélérogrammes réels

Figure F.4 Courbe de performance sismique de la pile O3P125N10LD3T0.50CRES1 obtenue avec la méthode dynamique



(a) Accélérogrammes synthétiques



(b) Accélérogrammes réels

Figure F.5 Courbe de performance sismique de la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1 obtenue avec la méthode dynamique

ANNEXE G

Courbes de performance sismique des piles selon la méthode d'analyse par poussée progressive

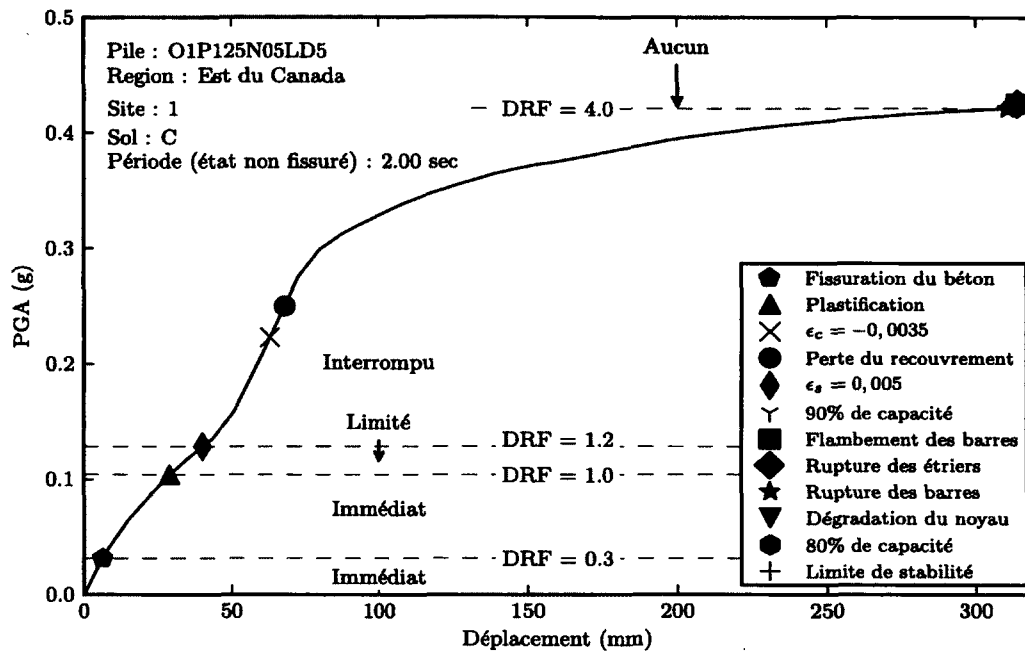


Figure G.1 Courbe de performance sismique de la pile O1P125N05LD5T2.00CRES1 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive

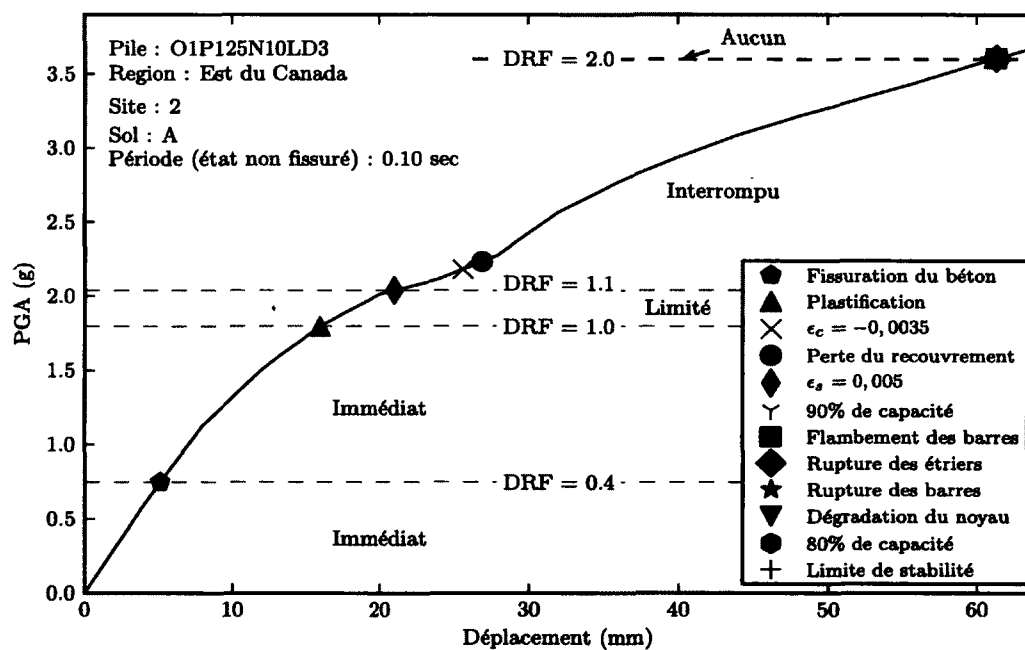


Figure G.2 Courbe de performance sismique de la pile O1P125N10LD3T0.10ARES2 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive

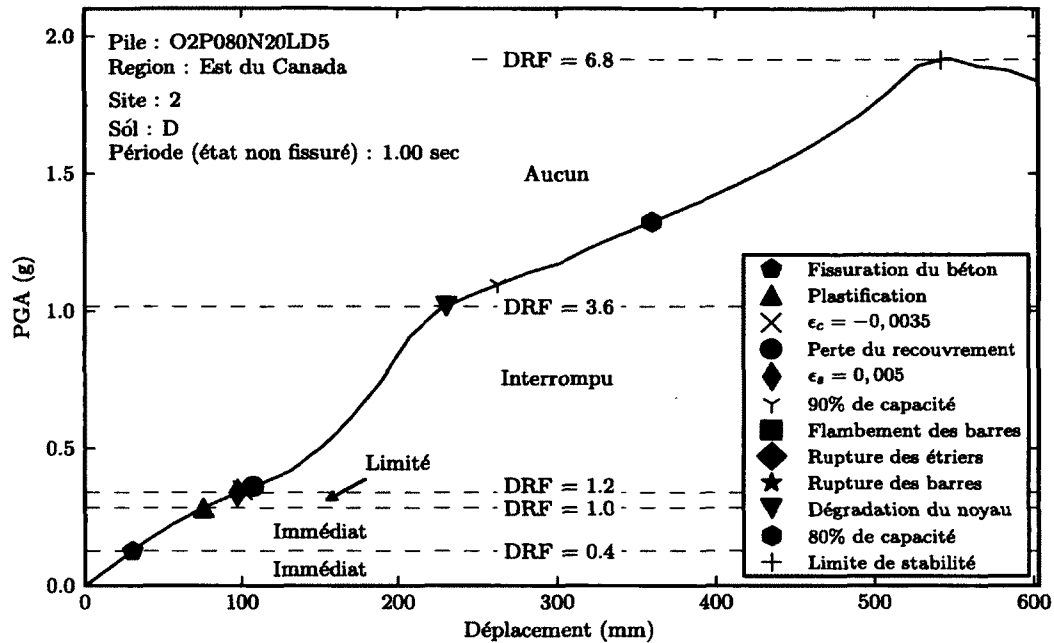


Figure G.3 Courbe de performance sismique de la pile O2P080N20LD5T1.00DRES2 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive

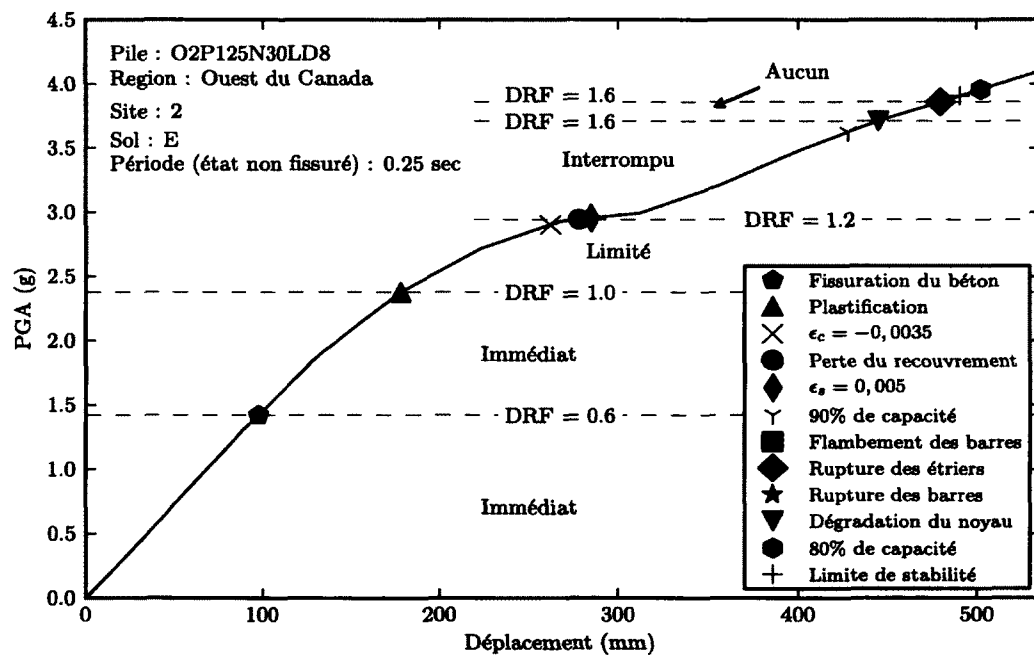


Figure G.4 Courbe de performance sismique de la pile O2P125N30LD8T0.25EROS2 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive

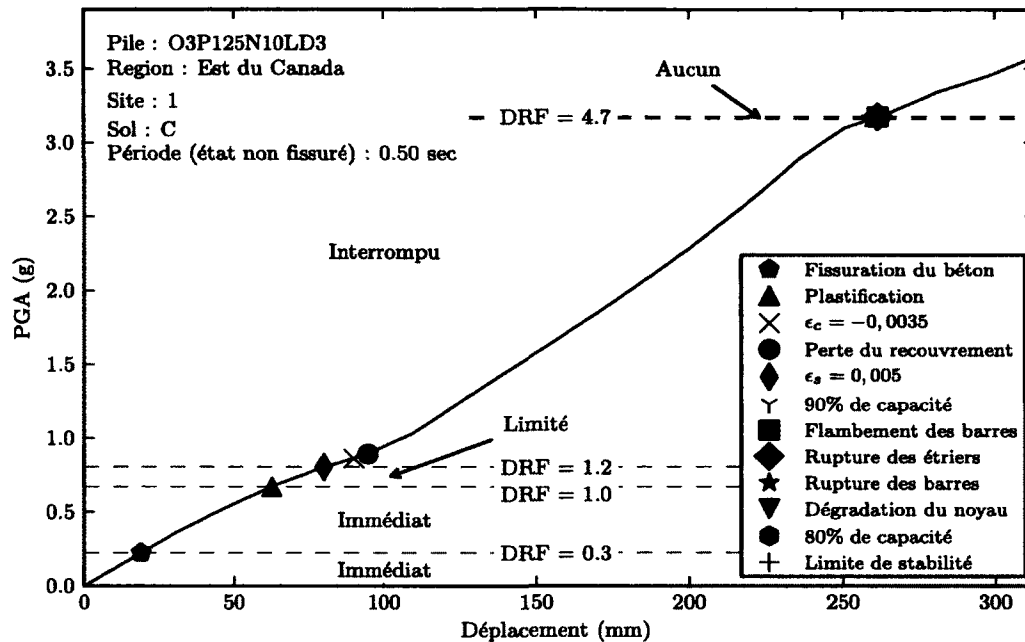


Figure G.5 Courbe de performance sismique de la pile O3P125N10LD3T0.50CRES1 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive

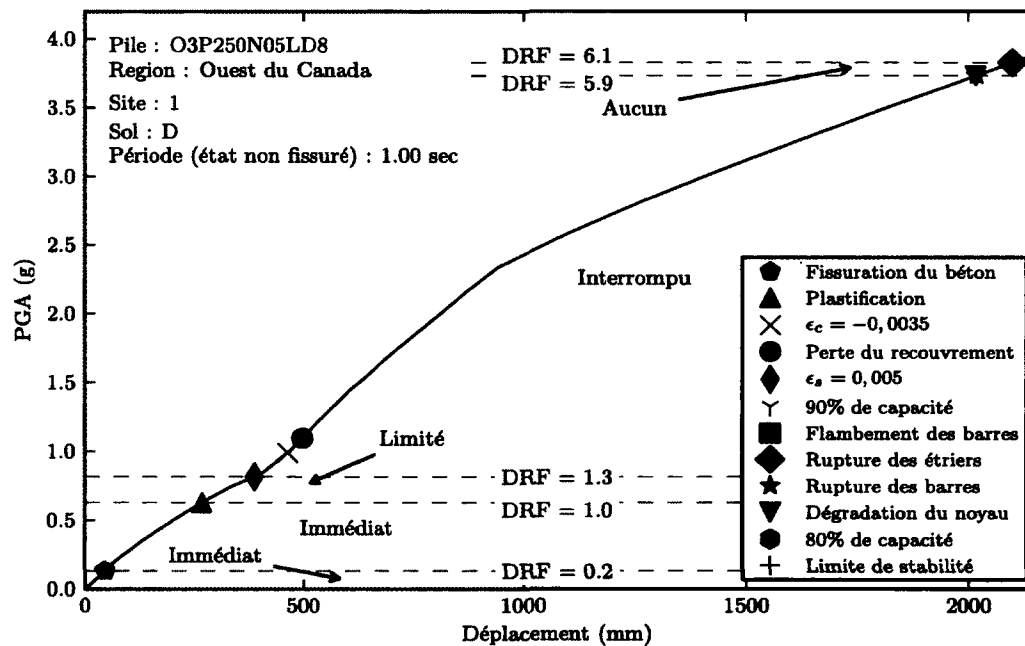


Figure G.6 Courbe de performance sismique de la pile O3P250N05LD8T1.00DROS1 obtenue avec la méthode d'analyse par poussée progressive

ANNEXE H

Influence des variables de l'étude paramétrique sur les niveaux de services

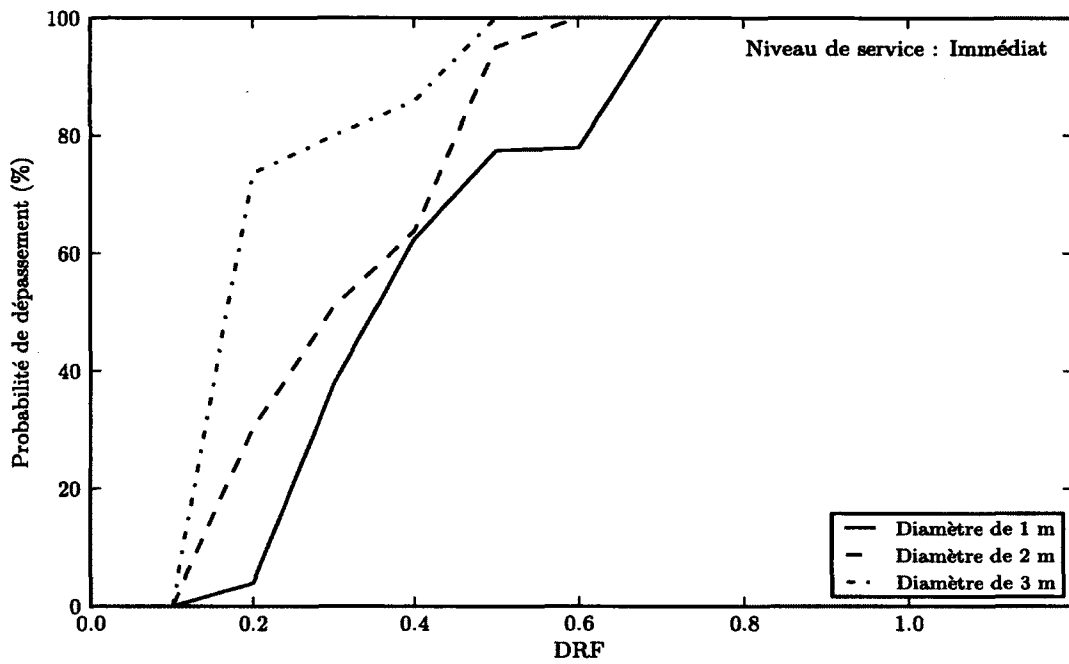


Figure H.1 Influence du diamètre sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)

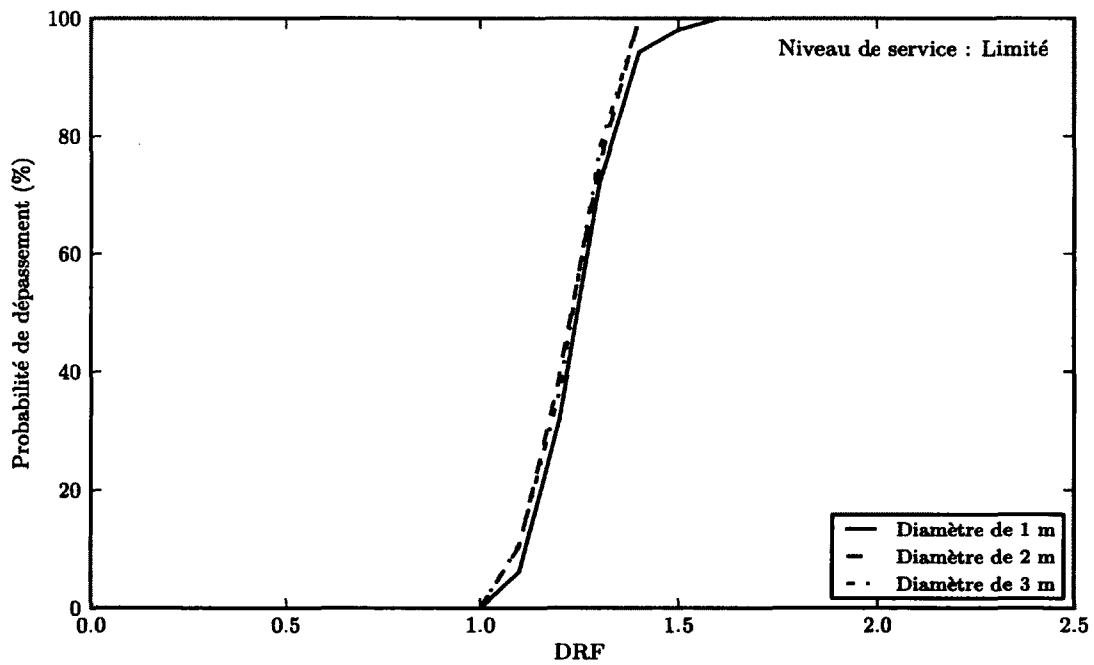


Figure H.2 Influence du diamètre sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité

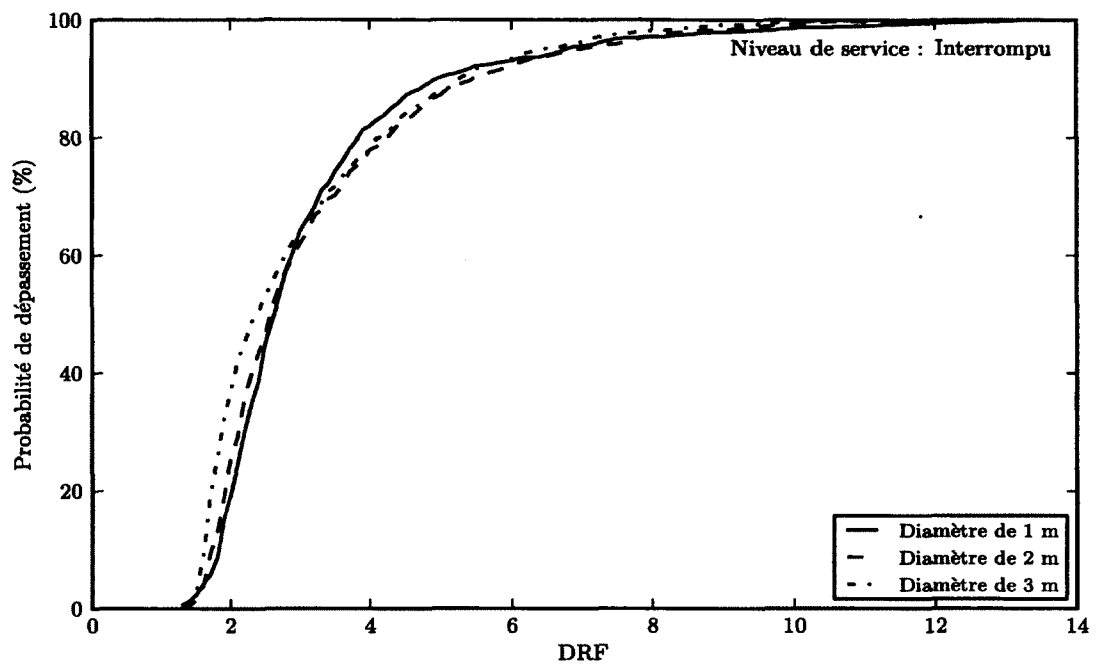


Figure H.3 Influence du diamètre sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu

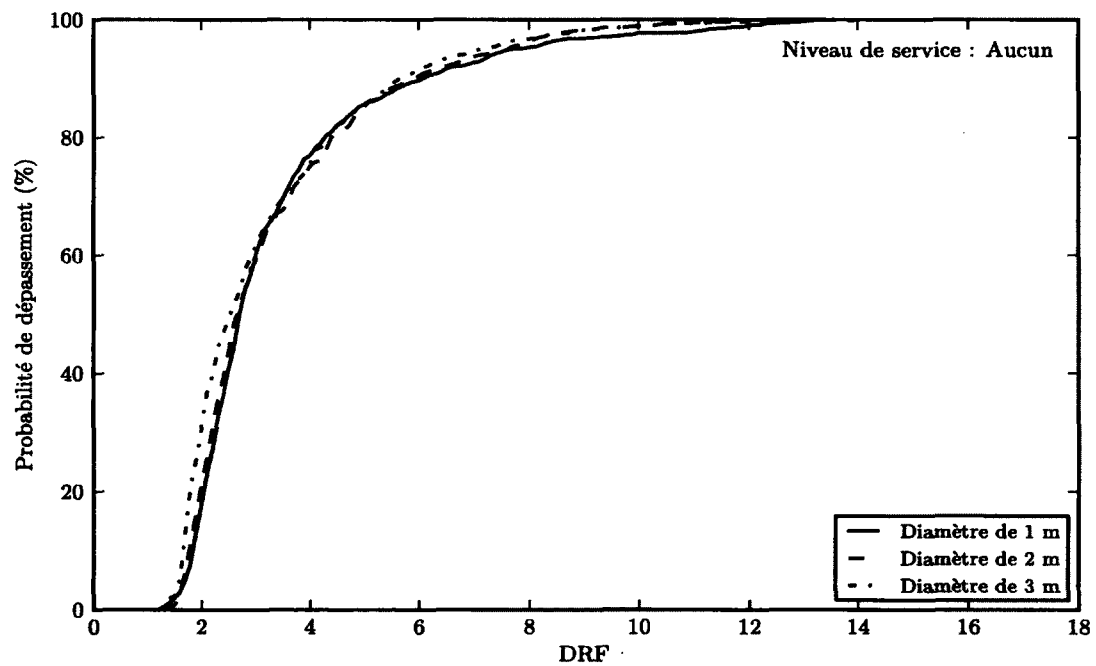


Figure H.4 Influence du diamètre sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun

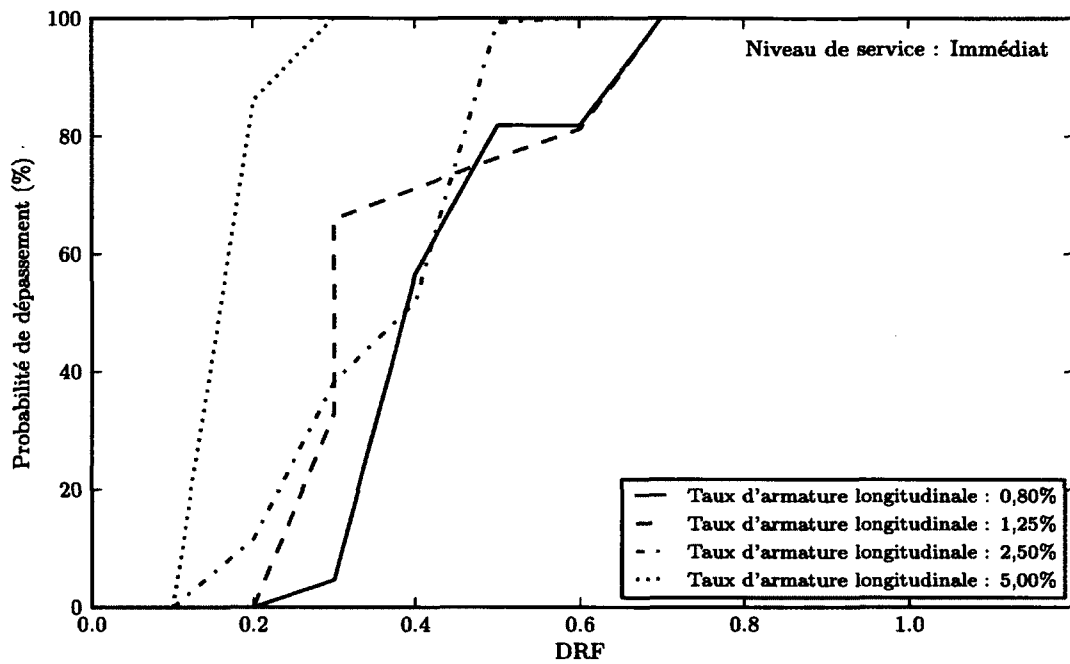


Figure H.5 Influence du taux d'armature longitudinale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)

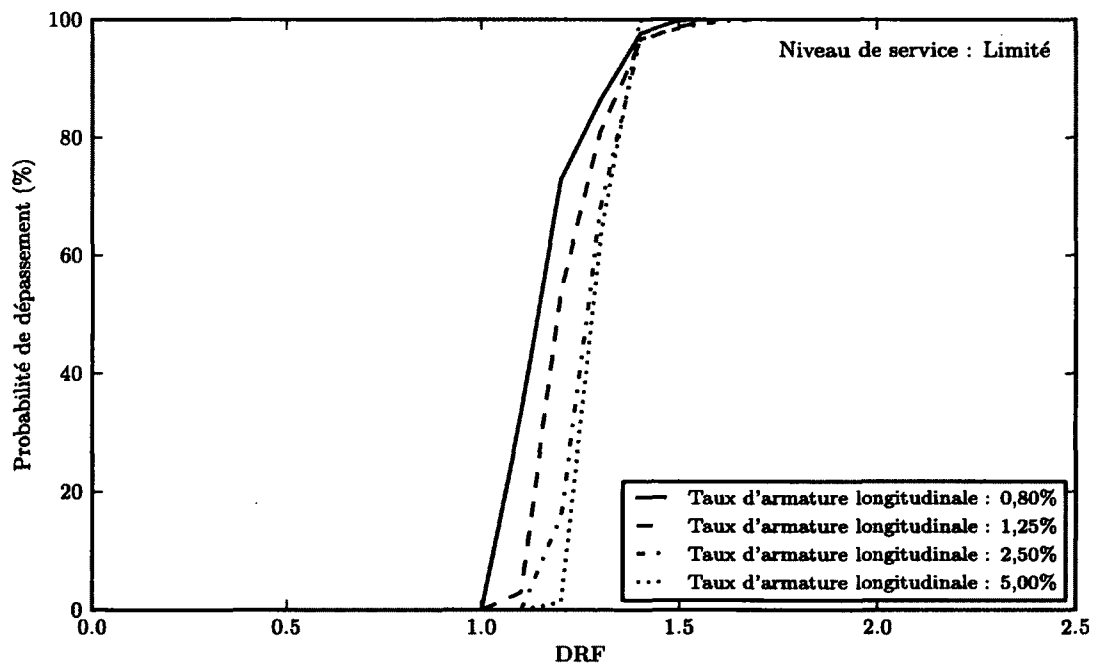


Figure H.6 Influence du taux d'armature longitudinale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité

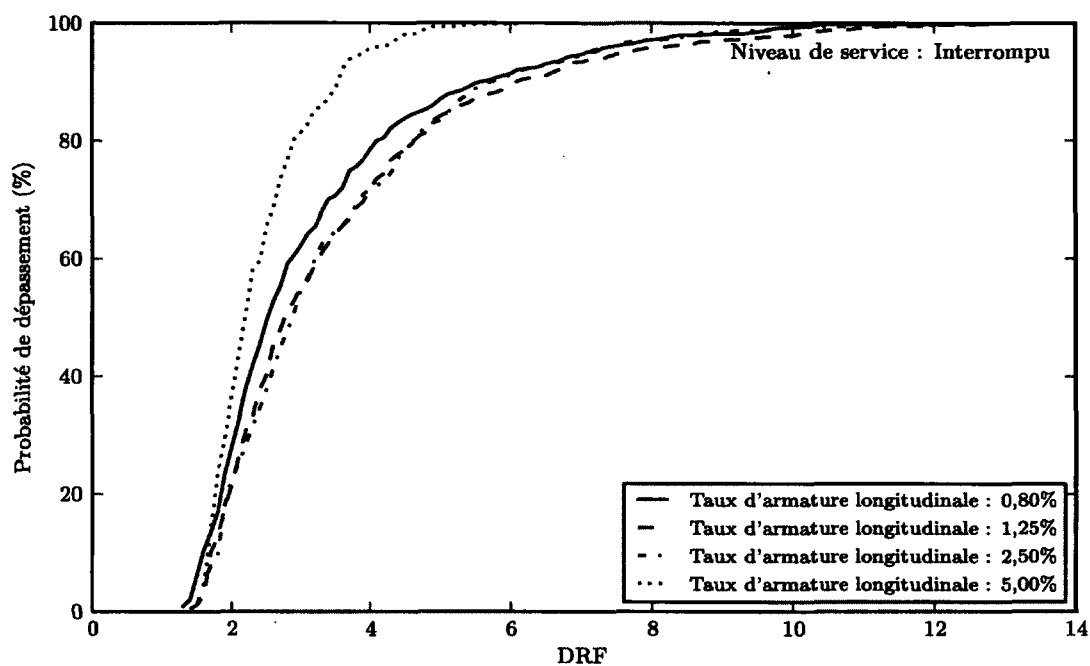


Figure H.7 Influence du taux d'armature longitudinale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu

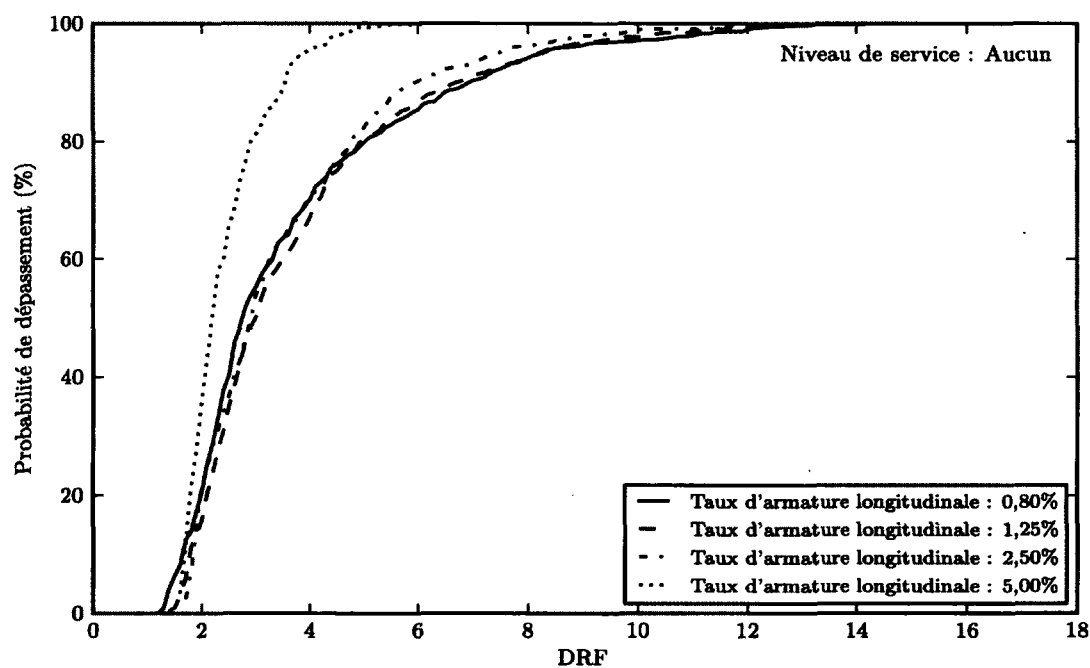


Figure H.8 Influence du taux d'armature longitudinale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun

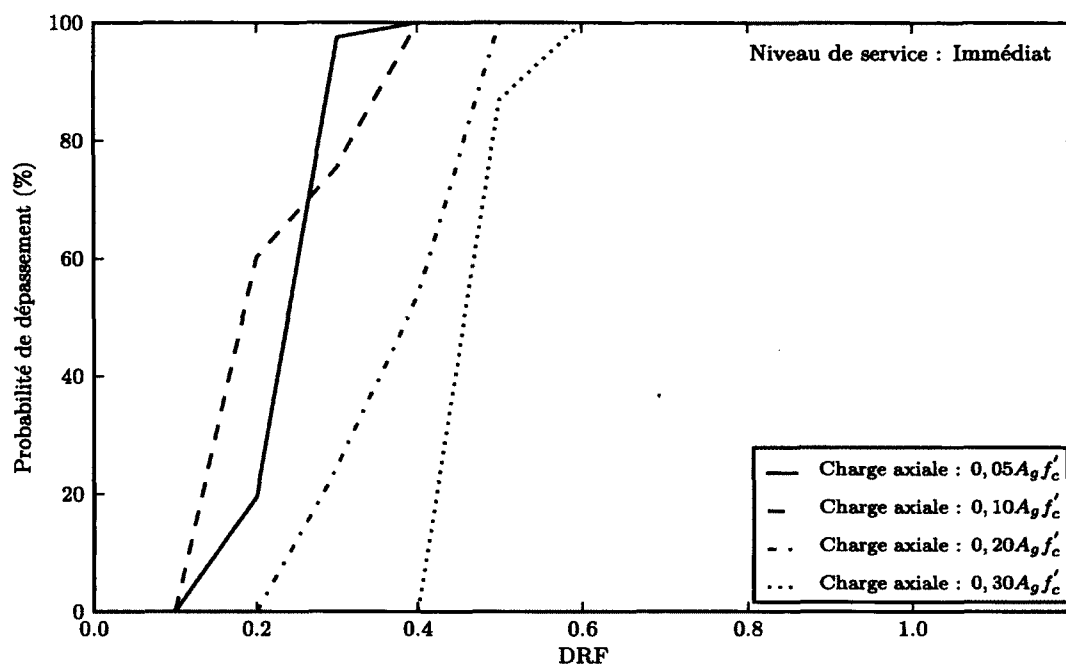


Figure H.9 Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)

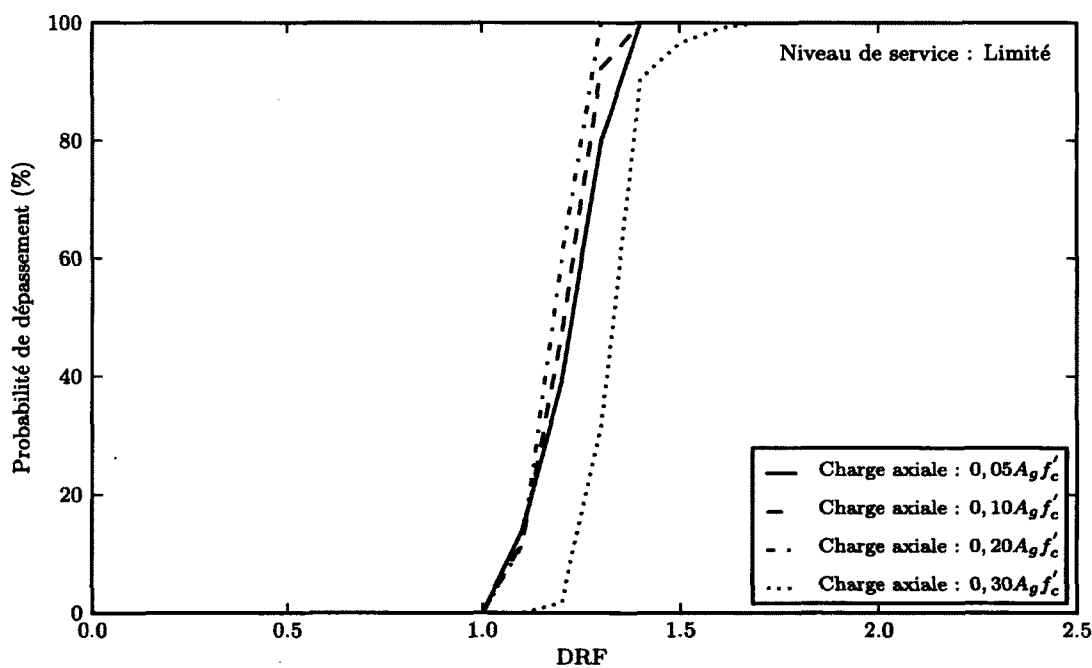


Figure H.10 Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité

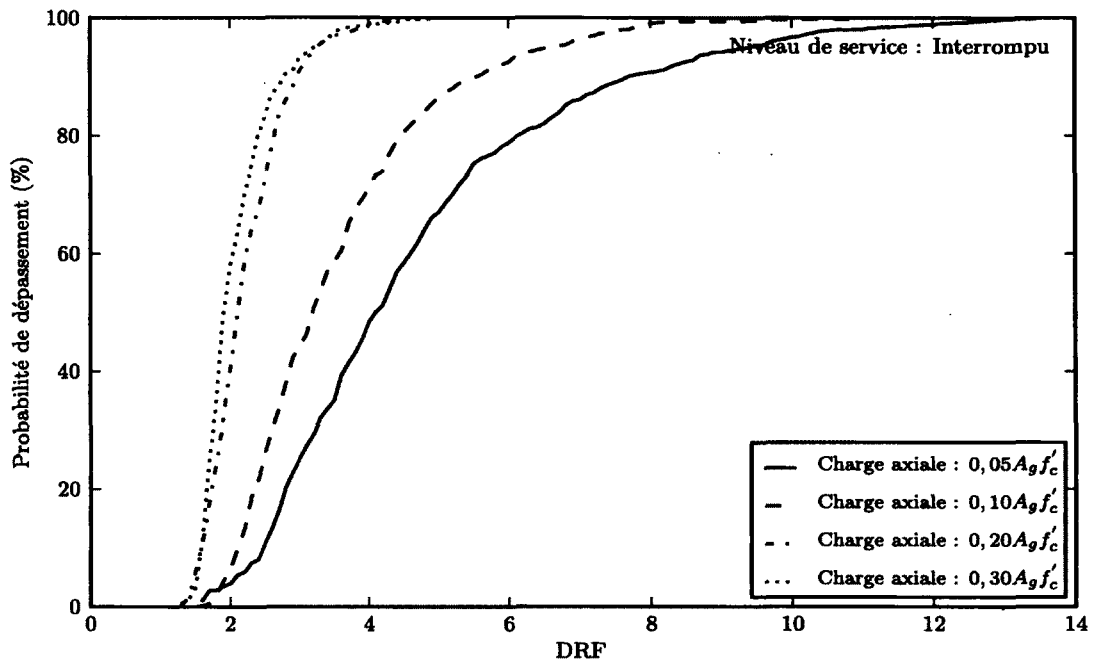


Figure H.11 Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu

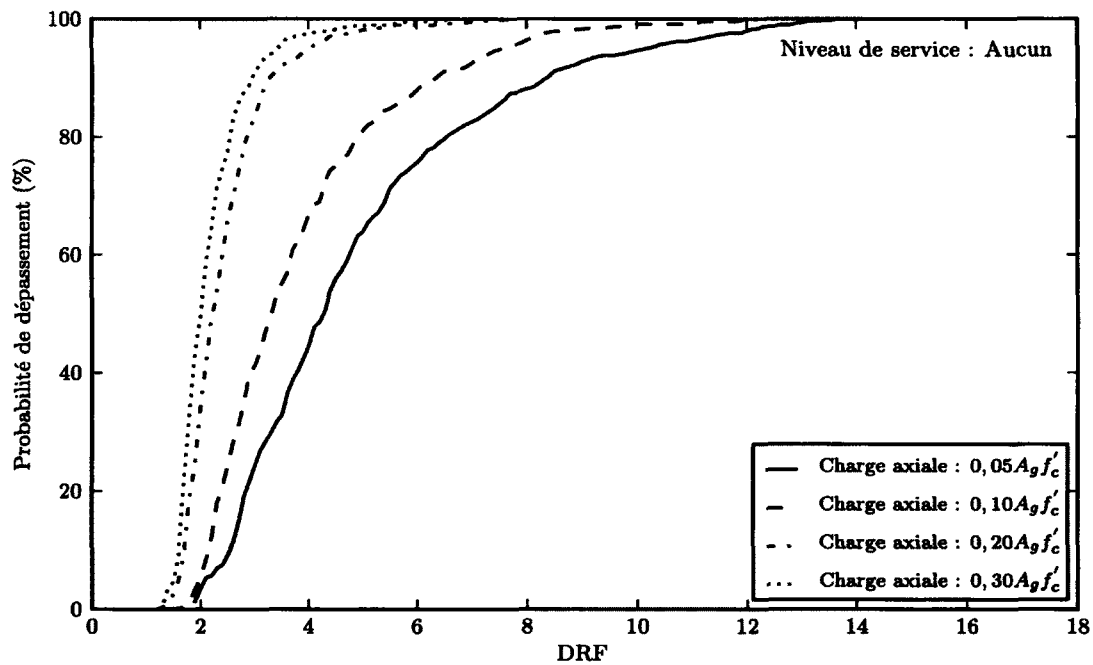


Figure H.12 Influence de la charge axiale sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun

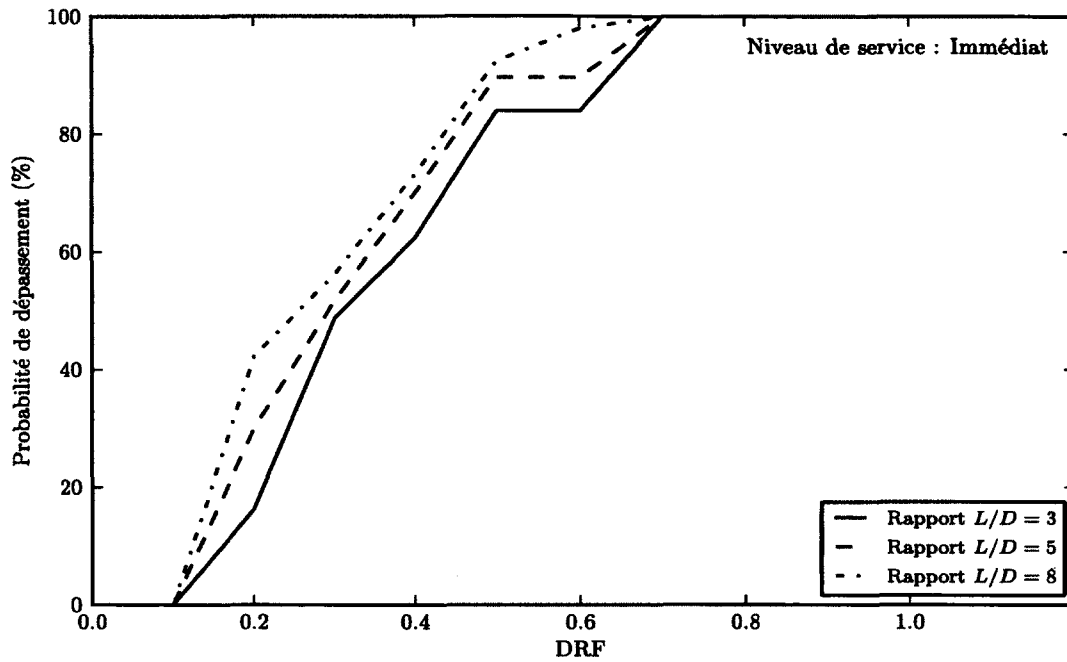


Figure H.13 Influence du rapport d'élançement sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)

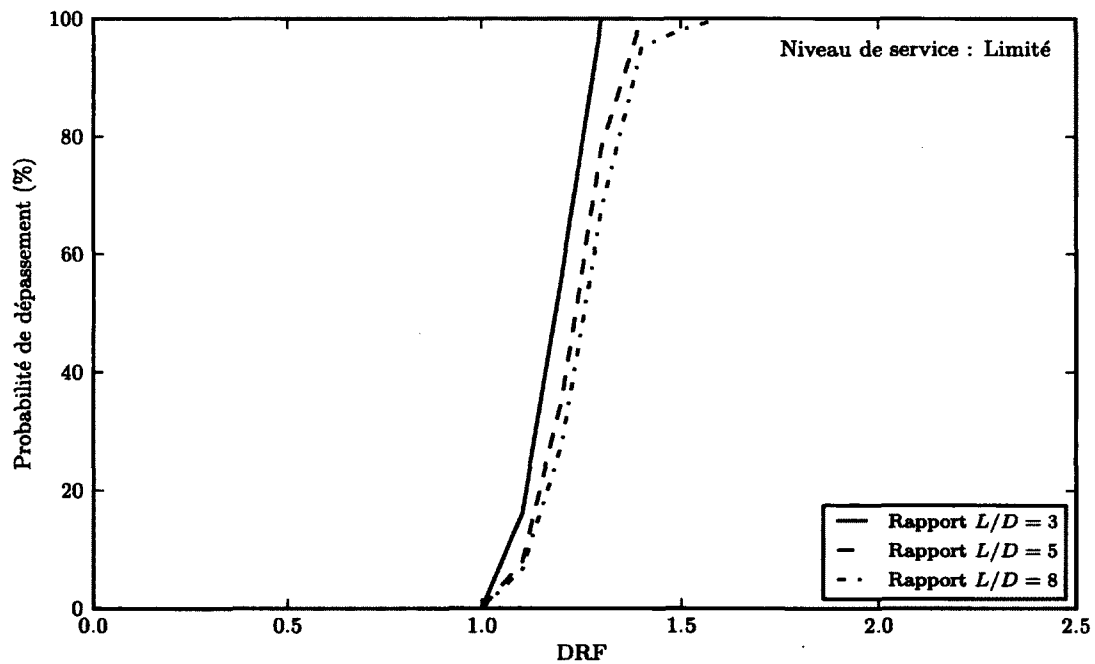


Figure H.14 Influence du rapport d'élançement sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité

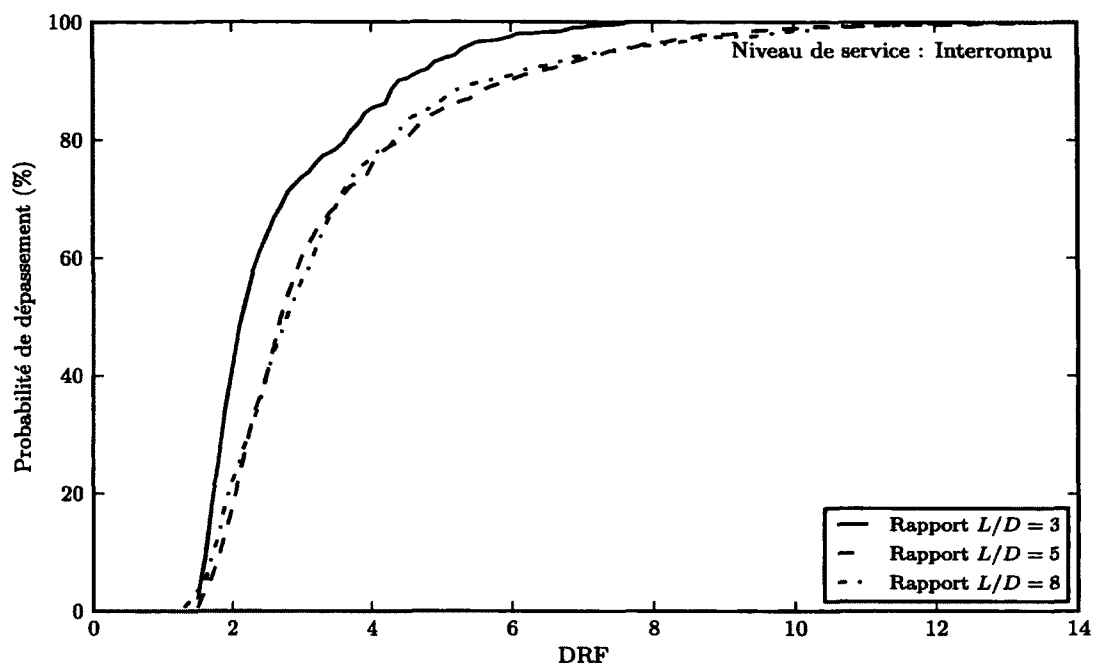


Figure H.15 Influence du rapport d'élanement sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu

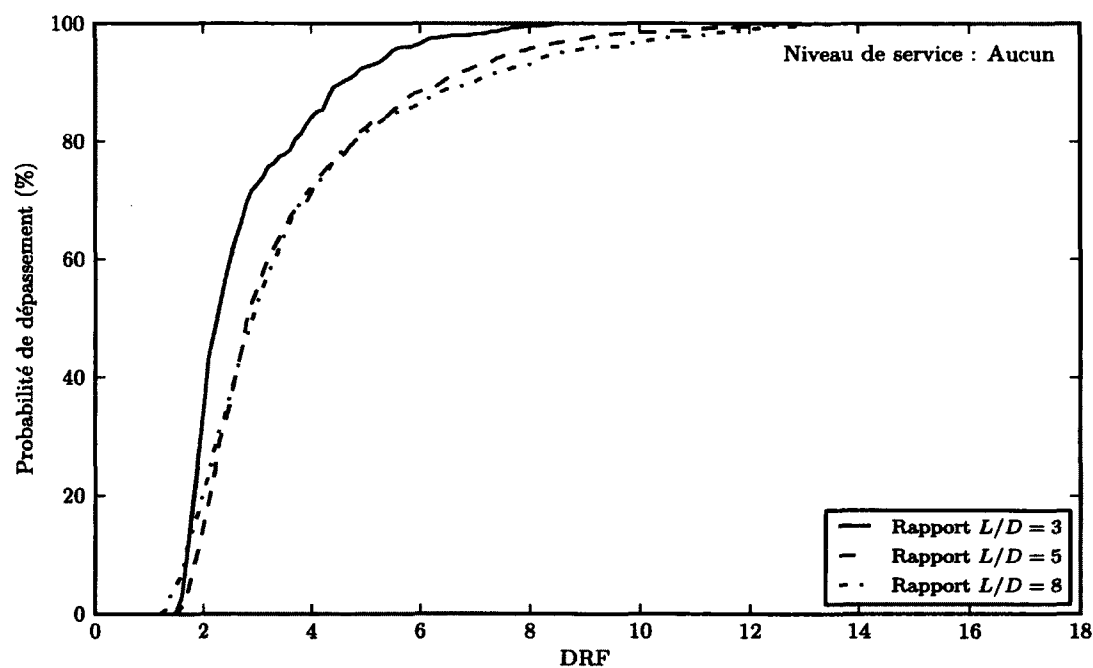


Figure H.16 Influence du rapport d'élanement sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun

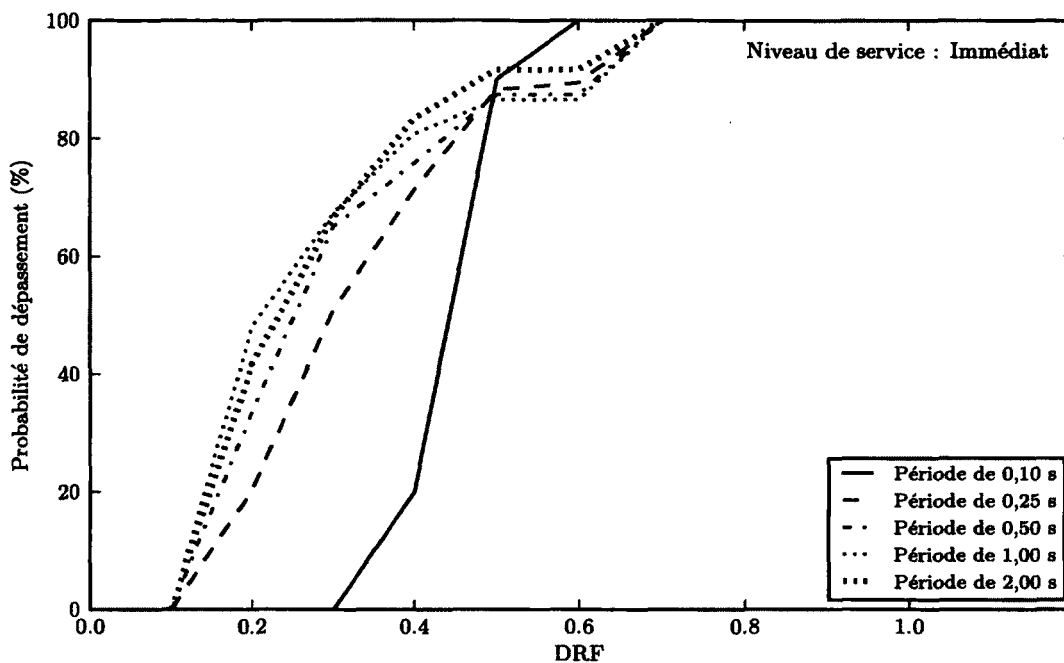


Figure H.17 Influence de la période sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)

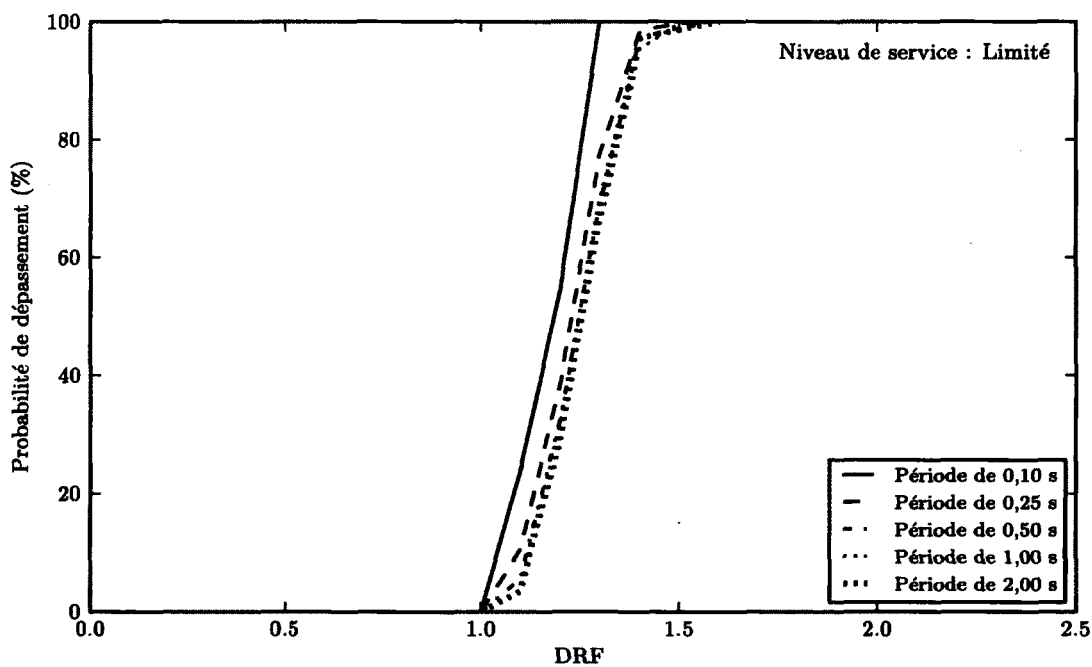


Figure H.18 Influence de la période sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité

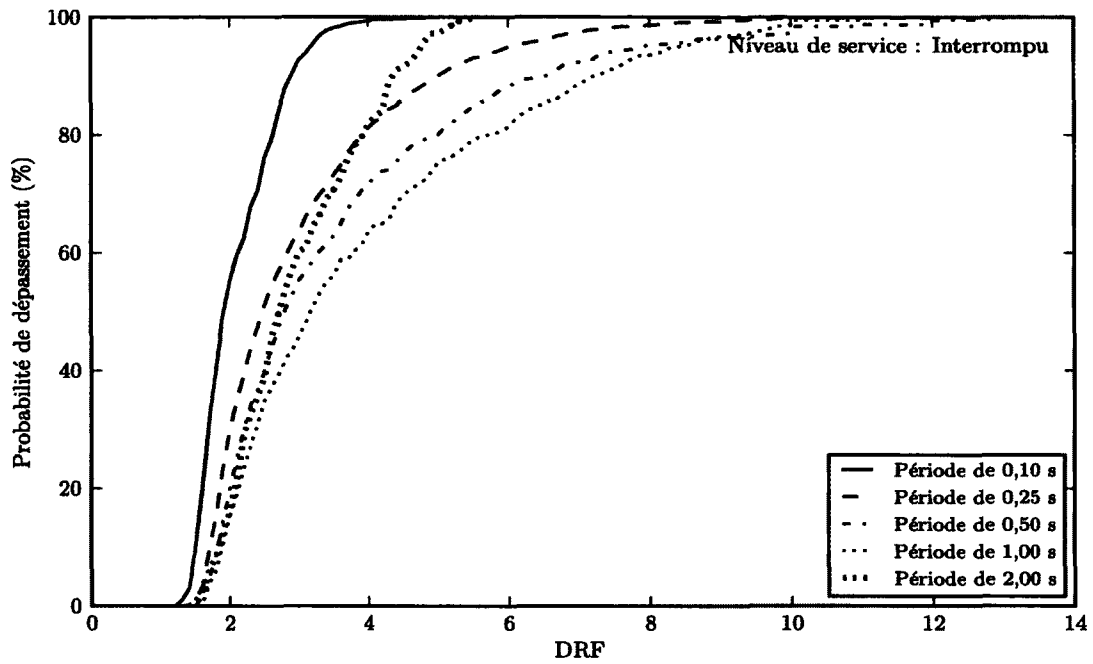


Figure H.19 Influence de la période sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu

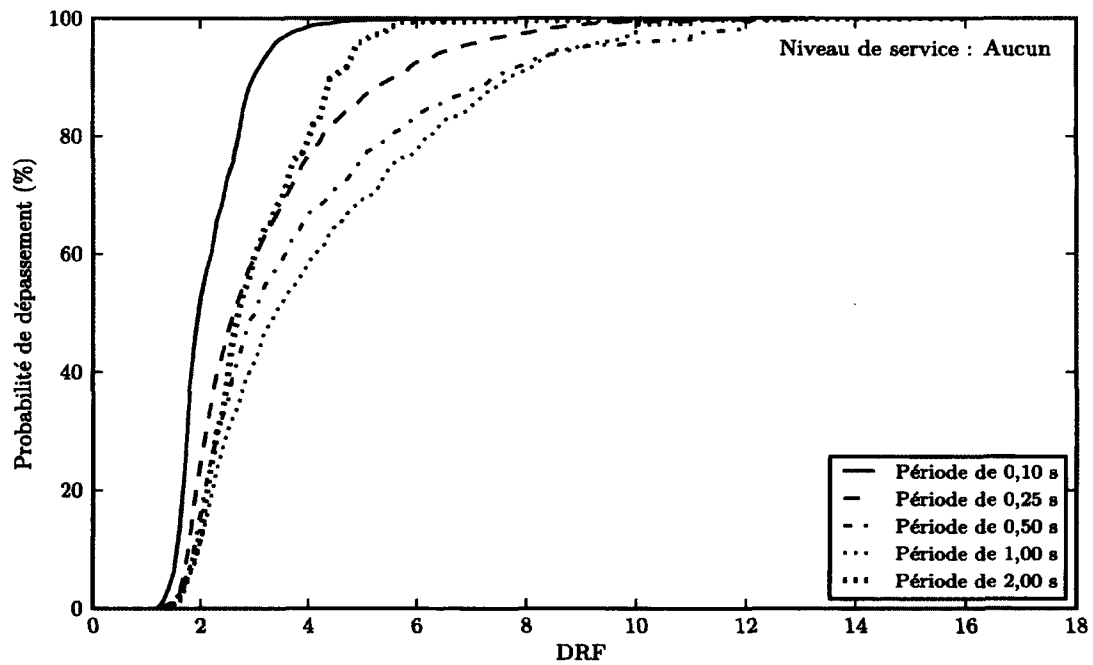


Figure H.20 Influence de la période sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun

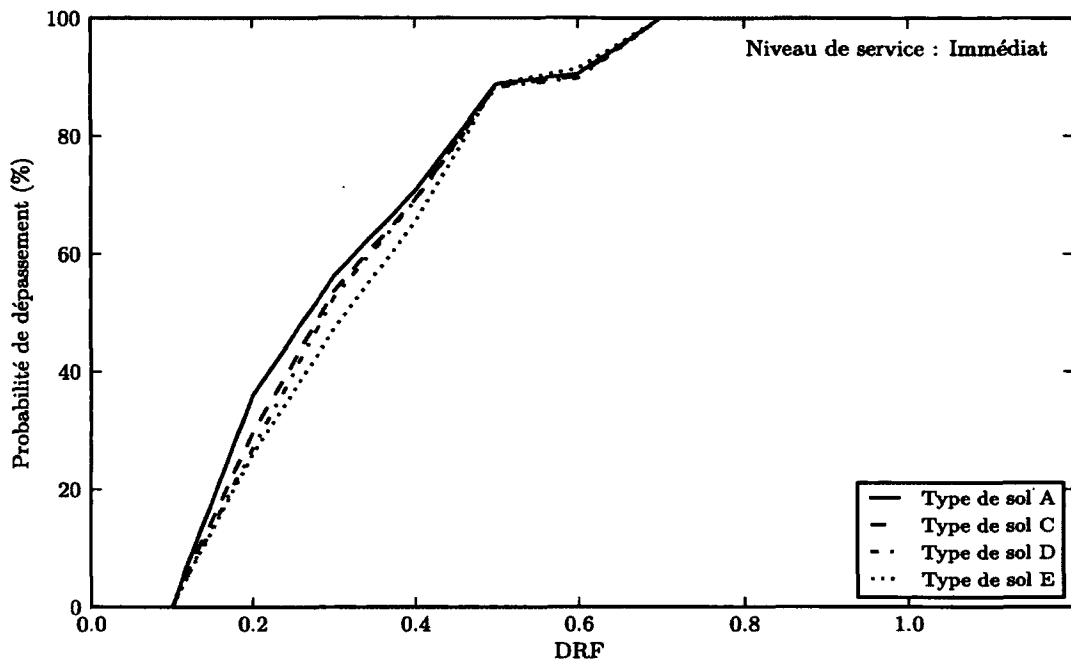


Figure H.21 Influence du type de sol sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service immédiat (aucun dommage)

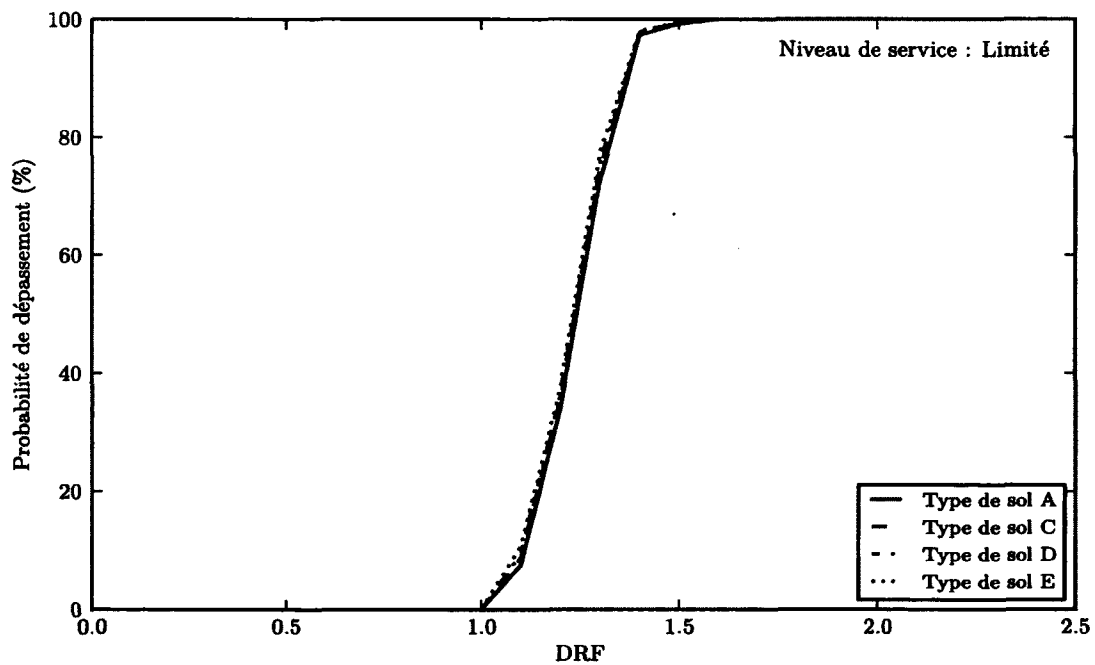


Figure H.22 Influence du type de sol sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service limité

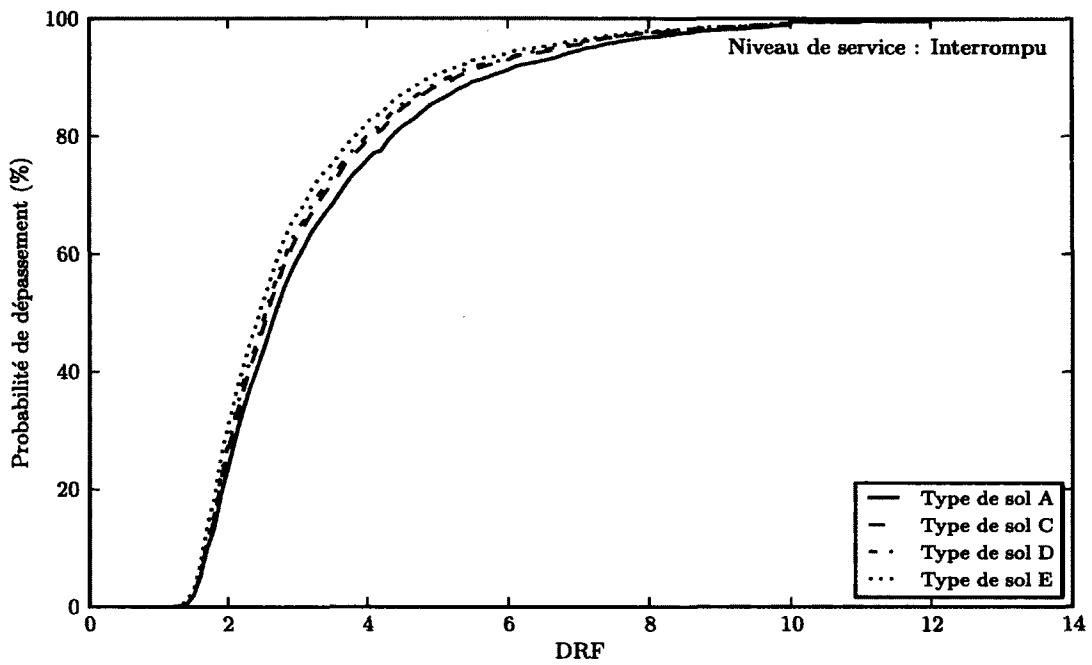


Figure H.23 Influence du type de sol sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service interrompu

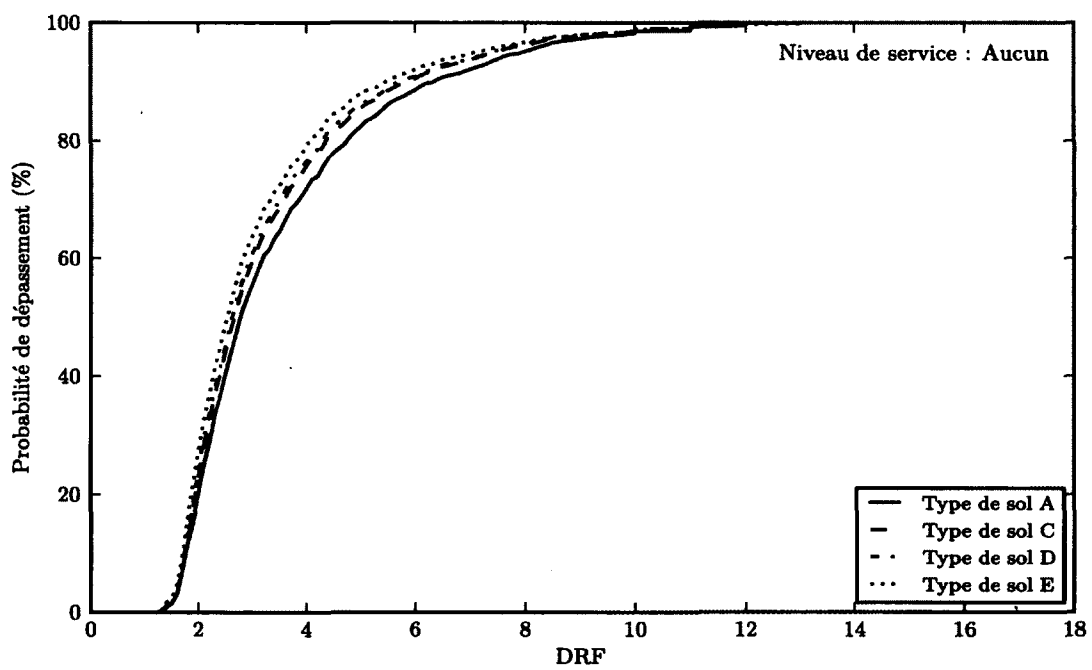


Figure H.24 Influence du type de sol sur le facteur de réponse en dommage pour le niveau de service aucun

LISTE DES RÉFÉRENCES

- A615/A615M., A. (2003). Standard specification for deformed and plain carbon-steel bars for concrete reinforcement (a615/a615m).
- AASHTO (1999). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO (2007). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 4^e édition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- ACI-341 (2011). *Performance-Based Seismic Design of Bridge Columns* (Rapport technique). American Concrete Institute, 1-110 p.
- ATC-32 (1996). *Improved Seismic Design Criteria for California Bridges : Provisional Recommendations*. California Department of Transportation, Redwood City, CA, 215 p.
- Atkinson, G. et Beresnev, I. (1998). Compatible ground-motion time histories for new national seismic hazard maps. *Canadian journal of civil engineering*, volume 25, numéro 2, p. 305 – 318.
- Atkinson, G. et Boore, D. (2006). Earthquake ground-motion prediction equations for eastern north america. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 96, numéro 6, p. 2181 – 205.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 national building code of canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 36, numéro 6, p. 991 – 1000.
- Berry, M. P. et Eberhard, M. O. (2008). *Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns* (Rapport technique 2007/07). PEER, 318 p.
- Bruneau, M. (2011). *Ductile design of steel structures*, 2^e édition. McGraw-Hill Professional, 928 p.
- Calderone, L. et Moehle (2001). *Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns Having Varying Aspect Ratios and Varying Lengths of Confinement* (Rapport technique 2000/08). PEER, 318 p.
- Caltrans (1991). *Bridge Design Specifications*. California Department of Transportation, Sacramento, California.
- Caltrans (2010). *Bridge Design Specifications*. California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- Cameron, W. I. et Green, R. A. (2007). Damping correction factors for horizontal ground-motion response spectra. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 97, numéro 3, p. 934 – 960.
- CNBC (2010). Code national du bâtiment - canada 2010.

- Coleman, J. et Spacone, E. (2001). Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, volume 127, numéro 11, p. 1257–1265.
- Corley, W. (1966). Rotational capacity of reinforced concrete beams. *American Society of Civil Engineers Proceedings, Journal of the Structural Division*, volume 92, numéro ST5, p. 121 – 146.
- CSA-S6-06 (2006). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, 10^e édition. CSA International, Toronto, Ontario, Canada, 768 p.
- CSA-S6-14 (2013). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*.
- Cusson, D. et Paultre, P. (1995). Stress-strain model for confined high-strength concrete. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 121, numéro 3, p. 468 – 477.
- Dhakal, R. P. et Maekawa, K. (2002). Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, volume 128, numéro 9, p. 1139 – 1147.
- Dolce, M., Cardone, D. et Pardi, L. (2006). Seismic risk management of highway bridges. Dans *Proceedings of the 3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management - Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Performance and Cost*. p. 319–320.
- Eurocode 8, E. (2004). Design provisions for earthquake resistance of structures, part 1-general rules, seismic actions and rules for buildings.
- Fader, G. (2005). *Seismic Hazard, Faults And Earthquakes Digby Neck, Bay of Fundy* (Rapport technique). Atlantic Marine Geological Consulting Ltd., 2901 Parkdale Avenue Halifax, Nova Scotia B3L 3Z2.
- FEMA-356 (2000). *Prestandard and Commentary for seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Filippou, F., Popov, E. et Bertero, V. (1983). *Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints* (Rapport technique). Earthquake Engineering Research Center, Report UCB/EERC-83/19 (4th edn) University of California, Berkeley.
- Floren, A. et Mohammadi, J. (2001). Performance-based design approach in seismic analysis of bridges. *Journal of Bridge Engineering*, volume 6, numéro 1, p. 37–45.
- Fragiadakis, M. et Lagaros, N. D. (2011). An overview to structural seismic design optimisation frameworks. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cyprus. volume 89. Elsevier Ltd, p. 1155–1165.
- Frangopol, D. M. et Liu, M. (2004). Life-cycle cost analysis for highways bridges : Accomplishments and challenges. Dans *Proceedings of the 2004 Structures Congress - Building on the Past : Securing the Future, May 22, 2004 - May 26*, Department of Civil Engineering, University of Colorado at Boulder. American Society of Civil Engineers, Nashville, TN, United states, p. 25–33.
- Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering : state of development. *Engineering Structures*, volume 23, numéro 8, p. 878–884.
-

- Ghosh, G., Singh, Y. et Thakkar, S. K. (2008). Performance-based seismic design of a continuous bridge. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers : Bridge Engineering*, volume 161, numéro 4, p. 177–182.
- Girard, A. (2011). *Définition du projet de recherche - Design des piliers de ponts basé sur la performance*. Université de Sherbrooke, Sherbrooke.
- Gomes, A. et Appleton, J. (1997). Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. *Engineering Structures*, volume 19, numéro 10, p. 822 – 826.
- Gruttmann, F. et Wagner, W. (2001). Shear correction factors in timoshenko's beam theory for arbitrary shaped cross-sections. *Computational Mechanics*, volume 27, numéro 3, p. 199–207.
- Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. et Taylor, A. W. (1997). Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers. *Journal of Structural Engineering*, volume 123, numéro 5, p. 624–633.
- John. Adams, S. H. (2007). A review of nbcc 2005 seismic hazard results for canada - the interface to the ground and prognosis for urban risk mitigationa review of nbcc 2005 seismic hazard results for canada - the interface to the ground and prognosis for urban risk mitigation. Dans *9th Canadian Conference on Earthquake Engineering*. p. 837–846.
- Kent et Park (1971). Flexural members with confined concrete. Dans ASCE, *Journal of the structural division*. Paper 8243, volume 97. p. 1969–1990.
- Kowalsky, M. J. (2000). Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 126, numéro 8, p. 869–878.
- Kowalsky, M. J., Priestley, M. et Macrae, G. A. (1995). Displacement-based design of rc bridge columns in seismic regions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 24, numéro 12, p. [d]1623 – 1643.
- Legeron, F. et Paultre, P. (2003). Uniaxial confinement model for normal- and high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, volume 129, numéro 2, p. 241 – 252.
- Lehman, D., Moehle, J., Mahin, S., Calderone, A. et Henry, L. (2004). Experimental evaluation of the seismic performance of reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering*, volume 130, numéro 6, p. 869–879.
- Lehman, D. E. et Moehle, J. P. (2000). *Seismic Performace of Well-Confined Concrete Bridge Columns* (Rapport technique 1998/01). PEER, 318 p.
- Mander, J., Priestley, M. et Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 114, numéro 8, p. 1804 – 1826.
- Mander, J. B. (1984). *Seismic Design of Bridge Piers*. Thèse de doctorat, Departement of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
-

- Manegetto, M. et Pinto, P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded rc plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. Dans *Symp. Resistance and deformability of structures acted on by well defined repeated loads, volume 13*. IASBE, Lisbon.
- Mattock, A. (1964). Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete beams. *International Symposium on Flexural Mechanics of Reinforced Concrete – Proceedings*, volume ASCE 93(ST2), p. 143 – 181.
- Mazzoni S, McKenna F, S. M. H. F. G. L. (2006). Opensees command language manual.
- McGuire, R. K. (1995). Probabilistic seismic hazard analysis and design earthquakes : Closing the loop. *Bulletin of the Seismological Society of America*, volume 85, numéro 5, p. 1275 – 1275.
- Miguel Macias-Carrasco, Azadeh Fereydouni, K. G. G. A. (2011). *Documentation for the 2009 Canadian Composite Seismicity Catalogue* (Rapport technique). NSERC Strategic Network.
- M.J.N. Priestley, F. Seible, G. C. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. Wiley-Interscience publication, New York, 686 p.
- Moehle, J. Deierlein, G. G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. Dans *13th World Conference on Earthquake Engineering, August 1, 2004 - August 6*.
- Mohd Y., M. H. et F., F. (1994). Nonlinear analysis of prestressed concrete structures. p. 1421 – 1426.
- Monti, Giorgio, N. C. (1992). Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 118, numéro 12, p. 3268–3284.
- MTQ (2009). Manuel de conception des structures - volume 1.
- MTQ (2013). *Tome III Ouvrages d'art*. Ministère des Transports du Québec.
- Naumoski, N., Saatcioglu, M., Lin, L. et Amiri-Hormozaki, K. (2006). Evaluation of the effects of spectrum-compatible seismic excitations on the response of medium-height reinforced concrete frame buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 33, numéro 10, p. 1304 – 19.
- NCHRP (2001). *NCHRP 12-49 - Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges* (Rapport technique). National Cooperative Highway Research Program.
- Newmark, N. et Hall, W. (1982). *Earthquake spectra and design*. Engineering monographs on earthquake criteria, structural design, and strong motion records, Earthquake Engineering Research Institute.
- Newmark, N. M. et Hall, W. (1980). *Earthquake Spectra and Design*, Engineering Monographs on Earthquake Criteria, Structural Design, and String Motion Records, volume 3. Earthquake Engineering Research Institute.
-

- NIST (2011). *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses* (Rapport technique NIST GCR 11-917-15). National Institute of Standards and Technology.
- NOAA (2012). Earthquake strong motion data at ngdc. [<http://www.ngdc.noaa.gov/hazard/strong.shtml>].
- Pantazopoulou, S. (1998). Detailing for reinforcement stability in rc members. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 124, numéro 6, p. 623 – 632.
- Park, R. et Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. New York, 769 p.
- Paulay, T., P. M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley-Interscience publication, New York, 744 p.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé : Analyse et dimensionnement*. Presses internationales Polytechnique, 932 p.
- PEER (2012). Peer ground motion database. [<http://peer.berkeley.edu/peergroundmotiondatabase/>].
- Peng, J., Shao, X. et Jin, X. (2006). Research on lifetime performance-based bridge design method. Dans *3rd International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management - Bridge Maintenance, Safety, Management, Life-Cycle Performance and Cost, July 16, 2006 - July 19, 2006*, Institute of Bridge Engineering, Hunan Univ., Hunan Changsha, China. Taylor and Francis/Balkema, Porto, Portugal, p. 821–822.
- Priestley, M. et Park, R. (1987). Strength of ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Structural Journal*, volume 84, numéro 1, p. 61 – 76.
- Priestley, M. J. N. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, volume 33, numéro 3, p. 325–346.
- Razvi, S. et Saatcioglu, M. (1999). Confinement model for high-strength concrete. *Journal of structural engineering New York, N.Y.*, volume 125, numéro 3, p. 281 – 288.
- Reiter, L. (1990). *Earthquake hazard analysis*. John Wiley & Sons, Inc.
- Roy, N. (2006). *Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Québec, Canada.
- Roy A. Imbsen, TRC/Imbsen & Associates, I. (2006). *Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges* (Rapport technique). National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).
- Scott, M. H. et Fenves, G. L. (2006). A plastic hinge simulation model for reinforced concrete members. volume 2006. p. 7 – 7.
- Sharma, U., Bhargava, P. et Kaushik, S. (2005). Comparative study of confinement models for high-strength concrete columns. *Magazine of Concrete Research*, volume 57, numéro 4, p. 185 – 197.
-

- Sheikh, M. N. et Legeron, F. (2010). Seismic performance-based design of bridges with quantitative local performance criteria. Dans *Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering 2010, CSCE 2010, June 9, 2010 - June 12*, School of Civil, University of Wollongong, Mining and Environmental Engineering, Australia. volume 2. Canadian Society for Civil Engineering, Winnipeg, MB, Canada, p. 913–922.
- Sheikh, M. N. et Legeron, F. (2012). Performance based seismic assessment of bridges designed according to canadian highway bridge design code.
- Sheikh, M. N., Legeron, F. et Guizhou, C. (2007). Optimal target performance for cost effective seismic design of bridges. Dans *Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering*.
- Taucer, Spacone, F. (1991). *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures* (Rapport technique EERC Report 91/17). Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Terzic, V. (2011). Force-based element vs. displacement-based element. Présentation OpenSees.
- The Economist online, . (2012). The costliest natural disasters since 1980. En ligne.
- Tim Little, B. H. (2007). Ground motion time-histories matching. Dans *A Technical Seminar on the Development and Application of the Response Spectrum Method for Seismic Design of Structures*.
- Timoshenko, S. (1961). *Theory of elastic stability*, 2^e édition. McGraw-Hill, New ork, 541 p.
- Xuwei, Xiaolei, C. S. G. (2008). Dynamic inelastic numerical simulation for a shaking table test of a full scale steel moment frame structure based on openses. Dans *14th World Conference on Earthquake Engineering*.
-