

Étude paramétrique de la réponse non linéaire des ponts existants et de leur fragilité sismique à la perte d'appui

Par

Jean-François BELLEAU

THÈSE PRÉSENTÉE À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION
DU DOCTORAT EN GÉNIE
Ph.D.

MONTRÉAL, LE 27 MARS 2023

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC



Jean-François Belleau, 2023



Cette licence [Creative Commons](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/) signifie qu'il est permis de diffuser, d'imprimer ou de sauvegarder sur un autre support une partie ou la totalité de cette œuvre à condition de mentionner l'auteur, que ces utilisations soient faites à des fins non commerciales et que le contenu de l'œuvre n'ait pas été modifié.

PRÉSENTATION DU JURY

CETTE THÈSE A ÉTÉ ÉVALUÉE

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

Mme Marie-José Nollet, directrice de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Amar Khaled, codirecteur de thèse
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Tony Wong, président du jury
Département de génie des systèmes à l'École de technologie supérieure

M. Lotfi Guizani, membre du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Marc Savard, membre du jury externe
Ministère des Transports du Québec

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

LE 6 MARS 2023

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

AVANT-PROPOS

Il y a des choses, des personnes ou des expériences dans la vie qui fascinent et qui façonnent les êtres humains que nous sommes. D'aussi loin que je me rappelle, j'ai toujours eu une grande admiration et un intérêt particulier pour les ponts et viaducs, les tunnels, les barrages et les ouvrages structuraux de tout genre. Pour un enfant, ces constructions sont très impressionnantes. J'ai plus tard compris que le génie civil me permet de réfléchir et de créer du concept jusqu'à la construction. L'idée de voir une œuvre naître et se bâtir sous mes yeux tout en affirmant que j'ai participé à ce projet est, ni plus ni moins, stimulant. Isaac Newton a déjà évoqué une citation ayant une portée humaniste intéressante :

« Les hommes construisent trop de murs et pas assez de ponts. »

Par conséquent, je ne saurais clore cette ouverture de manière plus adéquate qu'en dédiant tout ce processus à l'homme qui a su m'inspirer à travers ses œuvres.

À feu mon grand-père,
Pierre Belleau, ing.

J'espère aussi que cette thèse sera le début d'une longue série d'œuvres à la hauteur qui sauront à leur tour peut-être inspirer d'autres personnes.

À mes très chers enfants adorés,
Zachary Belleau
Charlotte Belleau

REMERCIEMENTS

À la fin de chaque voyage, il y a une route derrière, construite et définie par ceux et celles qui nous entourent. Mon doctorat n'a pas été si différent. Ce fût une expérience positive à laquelle je réfléchirai souvent et avec beaucoup d'estime. Je voudrais remercier tous ceux et celles qui ont contribué à cette expérience académique, professionnelle et personnelle.

D'abord, je tiens à remercier tout particulièrement ma directrice de recherche, Marie-José Nollet, ing. Ph.D., et mon codirecteur de recherche, Amar Khaled, ing. Ph.D., pour leurs soutiens technique et financier sans lesquels je n'aurais pu réaliser un tel projet de recherche. Leurs nombreux conseils judicieux pour partager leurs connaissances, mais aussi leur patience, leur compréhension, leur temps, leur intérêt et leur confiance, tout au long de cette réalisation ont été plus que pertinents et utiles pour la poursuite des travaux. Un grand merci aussi aux professeurs et professionnels qui ont été membres de mon jury pour leur temps ainsi que pour leur considération constructive à l'achèvement de cette thèse.

De même, je ne peux oublier l'apport financier des fonds des organismes subventionnaires gouvernementaux et institutionnels sans lequel je n'aurais pas pu envisager mes travaux et, surtout, poursuivre mes recherches, soient l'École de technologie supérieure (*ÉTS*), le Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (*CRSNG*), le Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies (*FRQNT*), le ministère des Transports du Québec (*MTQ*), la Fondation de l'Association des Transports du Canada (*ATC*) et la Société canadienne de génie civil (*SCGC*). Je vous octroie mes plus cordiaux remerciements.

Merci à Bertrand Galy, Suze Youance et Karine Lefebvre qui ont su m'inspirer et qui ont agi, peut-être sans le savoir, à titre de modèle et de mentor. Merci à Sébastien Leblanc, Anna Lemaire, Azarm Farzam, Marc-Denis Rioux, Mohammadreza Moradiankhabiri, Mohamad Nassar et Agathe Vailly pour leur collaboration et entraide. Tout cela a été d'une aide précieuse et inestimable pour la continuité des travaux, car il est bien connu que l'on ne peut pas égaler la force d'un groupe pour atteindre un objectif commun.

VIII

Mes remerciements seraient négligents si je ne reconnaissais pas la contribution et le soutien que j'ai reçus de ma famille, de mes proches et de mes amis qui ont continuellement suivi la progression de mes travaux, me donnant ainsi la motivation nécessaire en temps opportun et la fierté du travail accompli. Au fil des ans, ils ont exprimé leur confiance dans mes capacités et ils m'ont fait savoir que je peux accomplir tout ce que je me suis fixé comme objectif. Aucune route n'est dépourvue d'embuches, d'obstacles de pierres ou de cavités creuses, mais ils ont toujours été là pour me relever chaque fois que je tombais. Merci pour tout, vous avez toute mon appréciation et ma plus sincère gratitude.

À mon conjoint, Marc-Antoine, celui qui, à lui seul, a aussi cru possible ce rêve. Merci d'avoir été présent dans mon quotidien pour concrétiser, pour me supporter et me motiver lors de tous ces moments de rédaction intensive. Nous réaliserons d'autres rêves à deux!

Je termine mes remerciements avec un merci tout spécial à mon fils Zachary et à ma fille Charlotte pour leurs sourires inconditionnels et leurs étreintes réconfortantes. Bien des histoires auraient pu être lues au moment du coucher le soir, mais vous avez toutefois été compréhensibles à votre façon pour me permettre de travailler sur cette thèse. Papa ne serait pas rendu jusqu'ici sans vous. Pour mes enfants, je donne non seulement mes sincères remerciements, mais aussi tout mon amour profond. Je vous aime gros comme l'univers, plus un petit pois vert!

Merci infiniment à toutes et à tous!

ÉTUDE PARAMÉTRIQUE DE LA RÉPONSE NON LINÉAIRE DES PONTS EXISTANTS ET DE LEUR FRAGILITÉ SISMIQUE À LA PERTE D'APPUI

Jean-François BELLEAU

RÉSUMÉ

La majorité des ponts existants au Canada ont été construits à une époque où les connaissances en matière de génie parasismique ne permettaient pas d'assurer une performance sismique adéquate. Cela a abouti à un parc de ponts existants avec des déficiences sismiques qui doivent être évaluées. Cette thèse vise à évaluer la performance des ponts existants quant à leur risque de perte d'appui associé aux déplacements de leurs tabliers sous l'effet de sollicitations sismiques caractéristiques de l'Est du Canada. Une étude paramétrique de la réponse non linéaire est effectuée avec 12 modèles de ponts générés sur la base d'un inventaire de 733 ponts existants. Les modèles de ponts ont été soumis à un ensemble de 14 accélérogrammes historiques et artificiels représentatifs de la sismicité et de la 5^e génération de connaissances de l'aléa sismique des régions de l'Est du Canada. Les réponses sismiques des modèles analysés ont permis d'évaluer l'influence relative des paramètres géométriques clés sur la vulnérabilité structurale des ponts. Celle-ci est exprimée en termes de ductilité et de déplacements associés à la perte d'appui ou à l'effondrement du tablier. Cela permet de quantifier leur impact sur la fragilité structurale ou les probabilités d'atteindre ou de dépasser un niveau d'endommagement. La fragilité est exprimée sous forme de courbes définies en fonction de critères d'états limites de dommages associés à la perte d'appui des tabliers de ponts et aux paramètres géométriques reliés aux longueurs requises d'assise minimale. L'ensemble des résultats obtenus ont aussi permis de proposer une équation pour la prédiction des déplacements sismiques pouvant être utilisée dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts existants. Il est également proposé de calculer les longueurs requises d'assise minimale en fonction de la période du pont au lieu des paramètres géométriques. Ceci permet de mieux identifier les ponts dont le risque de perte d'appui est plus élevé. Ultimement, cela permettrait de mieux cerner les interventions requises et les plus efficaces sur les infrastructures routières dans le but d'augmenter la sécurité lors d'événements sismiques importants.

Mots-clés : Ponts, viaducs, séismes, tremblements de terres, vulnérabilité structurale et sismique, paramètres géométriques et structuraux, réponse non linéaire, courbes de fragilité, méthode d'évaluation, équation, longueur requise d'assise minimale, longueur de la travée, hauteur du système de pile ou des colonnes, biais du tablier

PARAMETRIC STUDY OF THE NONLINEAR RESPONSE OF EXISTING BRIDGES AND THEIR SEISMIC FRAGILITY TO SUPPORT LOSSES

Jean-François BELLEAU

ABSTRACT

The majority of existing bridges in Canada were built when earthquake engineering knowledge was insufficient to ensure adequate seismic performance. This has resulted in existing bridges with seismic deficiencies that need to be assessed. This thesis aims to evaluate the performance of existing bridges with respect to their risk of support losses associated with the displacement of their decks under the effect of seismic loads characteristic of Eastern Canada. A parametric study of the nonlinear response is performed with 12 bridge models generated based on an inventory of 733 existing bridges. The bridge models are subjected to a set of 14 historical and artificial accelerograms representative of the seismicity and the 5th generation of knowledge about the seismic hazard of regions of Eastern Canada. The seismic responses of the models analyzed allow to evaluate the relative influence of key geometric parameters on the structural vulnerability of existing bridges. It is expressed in terms of ductility and displacements associated with support losses or the collapse of the deck. This allows to quantify their impact on structural fragility or the probabilities of reaching or exceeding a level of damage. Fragility is expressed with curves defined according to damage limit state criteria associated with support losses for bridge decks and geometric parameters related to the minimum required support length. All the results obtained also allow to propose an equation for the prediction of the seismic displacements that can be used in a context of assessing the seismic vulnerability of existing bridges. It is also proposed to calculate the minimum required support length based on the period of the bridge instead of the geometric parameters. This allows to better identify the bridges with higher risk of support losses. Ultimately, this would allow to better identify the required and most effective interventions on road infrastructures in order to increase safety during major seismic events.

Keywords : Bridges, viaducts, seisms, earthquakes, structural and seismic vulnerability, geometric and structural parameters, nonlinear response, fragility curves, analysis method, evaluation, assessment, minimum required support length, span length, pier or columns height, deck skew

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
0.1 Contexte	1
0.2 Problématique	2
0.2.1 État de la situation des ponts au Québec.....	2
0.2.2 Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts	6
0.3 Objectifs.....	9
0.4 Méthodologie	9
0.5 Originalité et importance du projet de recherche.....	11
0.6 Envergure et limites de la thèse	13
0.7 Structure de la thèse	15
 CHAPITRE 1 PARAMÈTRES DE LA VULNÉRABILITÉ STRUCTURALE ET LEUR IMPACT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS.....	 19
1.1 Introduction.....	19
1.2 Types de ponts et conditions de retenue	20
1.3 Longueur d'assise minimale et système de retenue latérale	23
1.4 Équation de la longueur d'assise minimale	26
1.4.1 Historique de l'équation.....	26
1.4.2 Équation du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (<i>CAN/CSA-S6</i>).....	 28
1.4.3 Autres équations internationales actuelles	30
a) American Association of State Highway and Transportation Officials (<i>AASHTO</i>).....	 30
b) California Department of Transportation (<i>CALTRANS</i>).....	31
c) Japan Road Association (<i>JRA</i>).....	32
d) Comité Européen de Normalisation (<i>CEN</i>)	33
1.5 Paramètres géométriques influents	35
1.5.1 Hauteurs des piles et irrégularités en élévation.....	35
1.5.2 Longueurs des travées et irrégularités en plan	38
1.5.3 Biais	40
1.6 Rapport m / k	42
1.7 Période de vibration	43
1.8 Sol, culées, fondations et déphasage.....	44
1.9 Sommaire	45

CHAPITRE 2	DÉFINITION, DÉVELOPPEMENT ET APPLICATION DES COURBES DE FRAGILITÉ	47
2.1	Introduction.....	47
2.2	Développement des courbes de fragilité.....	48
2.2.1	Courbes de fragilité basées sur l'opinion d'experts.....	48
2.2.2	Courbes de fragilité empiriques.....	49
2.2.3	Courbes de fragilité analytiques basées sur une réponse spectrale élastique.....	49
2.2.4	Courbes de fragilité analytiques basées sur une analyse statique non linéaire par poussées incrémentales (« <i>pushover curves</i> »).....	50
2.2.5	Courbes de fragilité analytiques basées sur une analyse dynamique non linéaire temporelle (de type « <i>time history</i> »).....	55
	a) Demande sismique.....	57
	b) Capacité structurale.....	58
2.3	Choix de la méthode	61
2.4	Application des courbes de fragilité	63
2.5	Définition des états limites de dommages	65
2.5.1	Selon le type de dommages observés.....	65
2.5.2	Selon le temps de restauration de la fonctionnalité du pont	66
2.5.3	Selon les éléments du pont.....	67
2.6	Définition des capacités quantitatives aux états limites de dommages selon les éléments du pont	68
2.6.1	Approche prescriptive.....	68
2.6.2	Approche descriptive	70
2.6.3	Approche bayésienne	70
2.7	Sommaire	73
CHAPITRE 3	DÉTERMINATION, DIMENSIONNEMENT ET MODÉLISATION DES MODÈLES DE PONTS TYPIQUES.....	75
3.1	Introduction.....	75
3.2	Considération de la distribution des paramètres géométriques.....	77
3.3	Considération de la distribution des paramètres structuraux	85
3.4	Modélisation des modèles de ponts	88
3.4.1	Modèles de base.....	89
3.4.2	Modélisation de la longueur de rotule plastique et du confinement.....	92
3.4.3	Lois de comportement des matériaux et principales caractéristiques associées.....	95
3.5	Sommaire	98

CHAPITRE 4	SÉLECTION ET CALIBRATION DES ACCÉLÉROGRAMMES	99
4.1	Introduction.....	99
4.2	Sélection des accélérogrammes	100
4.3	Calibration des accélérogrammes	104
4.3.1	Transformation, calibration et étalonnage des accélérogrammes de séismes bidirectionnels historiques	106
4.3.2	Étalonnage des accélérogrammes de séismes bidirectionnels artificiels.....	113
4.4	Intégration des accélérogrammes à la modélisation	117
4.5	Sommaire	119
CHAPITRE 5	ANALYSES DYNAMIQUES DES PONTS ET LEUR RÉPONSE SISMIQUE	121
5.1	Introduction.....	121
5.2	Analyses modales et validation de la modélisation	122
5.3	Influence des paramètres géométriques sur la période de vibration	124
5.3.1	Ponts à une travée	125
5.3.2	Ponts à deux travées.....	127
5.3.3	Ponts à trois travées	128
5.4	Réponses non linéaires des modèles de ponts.....	130
5.4.1	Nœuds caractéristiques des modèles numériques	131
a)	Ponts à une travée	132
b)	Ponts à deux travées.....	132
c)	Ponts à trois travées	133
5.4.2	Impact du <i>PGA</i> sur le comportement des modèles numériques dans le domaine non linéaire.....	133
a)	Ponts à une travée	134
b)	Ponts à deux travées.....	135
c)	Ponts à trois travées	136
5.4.3	Comportement générique des modèles numériques dans le domaine non linéaire.....	137
a)	Ponts à une travée	137
b)	Ponts à deux travées.....	140
c)	Ponts à trois travées	147
5.5	Sommaire	148
CHAPITRE 6	COURBES DE FRAGILITÉ	151
6.1	Introduction.....	151
6.2	Résultats des modèles probabilistes de demande sismique (« <i>Probabilistic seismic demand model – PSDM</i> »).....	152
6.3	Résultats des courbes de fragilité.....	156
6.4	Comparaison et analyse des résultats.....	157
6.4.1	Évaluation par nombre de travées.....	159
6.4.2	Évaluation par paramètre géométrique	162
6.5	Courbes de fragilité exprimées selon la période de vibration.....	166
6.6	Sommaire	169

CHAPITRE 7	INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES SUR LA RÉPONSE NON LINÉAIRE DES PONTS.....	171
7.1	Introduction.....	171
7.2	Influence des paramètres géométriques selon le nombre de travées	172
7.2.1	Ponts à une travée simplement appuyée	173
7.2.2	Ponts à travées multiples simplement appuyées	176
7.2.3	Influence des paramètres géométriques pour l'ensemble des ponts analysés.....	178
7.3	Comparaison de l'équation du code aux réponses observées	180
7.4	Équation de prédiction des déplacements longitudinaux.....	187
7.5	Sommaire	195
CONCLUSION.....		197
RECOMMANDATIONS		203
ANNEXE I	COMPORTEMENT DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT LATÉRAL	207
ANNEXE II	TABLEAUX DES ÉTATS LIMITES DE DOMMAGES.....	219
ANNEXE III	STATISTIQUES SUR L'INVENTAIRE DU PARC DE PONTS.....	227
ANNEXE IV	ÉCHANTILLONS DES MODÈLES STRUCTURAUX DES PONTS, DIMENSIONNEMENT ET MODÉLISATION	251
ANNEXE V	ACCÉLÉROGRAMMES ET SPECTRES HISTORIQUES	277
ANNEXE VI	ACCÉLÉROGRAMMES ET SPECTRES ARTIFICIELS	283
ANNEXE VII	ANALYSES MODALES ET VALIDATION DE LA MODÉLISATION.....	291
ANNEXE VIII	RÉPONSES NON LINÉAIRES SELON LES CRITÈRES DE RÉPONSE DES MODÈLES	295
ANNEXE IX	MODÈLES PROBABILISTES DE DEMANDE SISMIQUE ET COURBES DE FRAGILITÉ	307
LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....		315

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Évolution de l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N28
Tableau 1.2	Coefficient de modification, K29
Tableau 2.1	États limites de dommages des éléments de ponts selon la mise à jour de l'approche bayésienne.....72
Tableau 3.1	Répartition des ponts selon le nombre de leurs travées76
Tableau 3.2	Distribution des plages de valeurs des paramètres géométriques pour chaque classe de ponts (Macro-variables)81
Tableau 3.3	Valeurs utilisées pour les biais médians selon les classes et intervalles établies.....84
Tableau 3.4	Matrice d'expérimentation et échantillons des modèles géométriques des ponts85
Tableau 3.5	Échantillons des modèles structuraux des ponts.....87
Tableau 4.1	Scénarios M-R prédominants en fonction de la déaggrégation pour Montréal.....102
Tableau 4.2	Propriétés des séismes sélectionnés pour la région de Montréal (Est du Canada).....104
Tableau 4.3	Coefficients de corrélation et angles de rotation des composantes horizontales des séismes d'origine pour les directions principales108
Tableau 4.4	Valeurs de l'accélération spectrale pour le spectre cible de Montréal sur un site de classe C (conditions de référence du sol).....110
Tableau 4.5	Facteurs d'étalonnage des accélérogrammes artificiels pour les scénarios dominants.....114
Tableau 5.1	Abréviations pour les critères de réponse122
Tableau 5.2	Résultats des analyses modales réalisées et périodes de vibration, T , associées pour les ponts à une travée.....123
Tableau 5.3	Résultats des analyses modales réalisées et périodes de vibration, T , associées pour les ponts à deux et trois travées123

Tableau 5.4	Matrice d'expérimentation et échantillons des modèles structuraux des ponts.....	125
Tableau 6.1	Valeurs synthèses des modèles probabilistes de demande sismique pour les ponts à une, deux et trois travées	155
Tableau 6.2	Valeurs synthèses des données de fragilité pour les ponts à une, deux et trois travées.....	157
Tableau 6.3	Valeurs synthèses des modèles probabilistes de demande sismique pour les ponts à une, deux et trois travées selon différentes variations de périodes de vibration	167
Tableau 6.4	Valeurs synthèses des courbes de fragilité pour les ponts à une, deux et trois travées selon différentes variations de périodes de vibration.....	167
Tableau 7.1	Analyse statistique par une régression linéaire multiple à cinq paramètres	183
Tableau 7.2	Analyse statistique par une régression linéaire multiple à trois paramètres	191

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 0.1	Année de construction des ponts au Québec.....3
Figure 0.2	a) Travées d'un pont s'étant effondré à cause de la perte d'appui de leurs poutres et b) Viaduc ayant subi d'importants déplacements5
Figure 0.3	Indice de vulnérabilité sismique des ponts du <i>MTQ</i> avec la méthode de 1995 selon a) l'année de construction du pont et b) le biais du tablier.....7
Figure 1.1	Schéma d'un pont à travées multiples continues21
Figure 1.2	Répartition du parc de ponts de la <i>Direction territoriale de la Capitale-Nationale</i> du <i>MTQ</i> selon le nombre de travées.....22
Figure 1.3	Répartition d'un parc de ponts selon le type et le matériau du tablier23
Figure 1.4	Effondrement par perte d'appui des travées simplement appuyées du pont Showa lors du séisme de Niigata en 196424
Figure 1.5	Localisation d'une longueur d'assise et du système de retenue sur un pont25
Figure 1.6	Positionnement des longueurs des travées et des hauteurs des piles ou poteaux29
Figure 1.7	Mise en évidence de l'angle de biais d'un tablier29
Figure 1.8	Exemples de ponts irréguliers en élévation36
Figure 1.9	(a) Configuration géométrique et (b) photographie de l'effondrement du pont de la Route 14/5 à la suite du séisme de 1994 à Northridge37
Figure 1.10	Dimensions relatives des longueurs nécessaires d'assise minimale38
Figure 1.11	Exemples de deux ponts irréguliers en plan39
Figure 1.12	Présence d'un biais sur un pont40
Figure 1.13	Effet amplifié relié au biais des travées41

Figure 2.1	Exemple type d'une courbe de fragilité pour quatre niveaux de dommages	47
Figure 2.2	Exemples de courbes de capacité structurale et leur simplification bilinéaire	51
Figure 2.3	Conversion de la courbe de poussée (« <i>pushover curve</i> ») vers la courbe du spectre de capacité (« <i>capacity spectrum curve</i> »).....	51
Figure 2.4	Conversion de la courbe de poussée statique non linéaire (« <i>pushover curve</i> ») à un spectre ou diagramme de capacité (« <i>capacity spectrum/diagram</i> »).....	52
Figure 2.5	Conversion du spectre de demande élastique d'un format standard à un format <i>A-D</i>	53
Figure 2.6	Explication de la superposition des spectres de capacité et de demande	53
Figure 2.7	Superposition du spectre de capacité structurale et des spectres de demande	54
Figure 2.8	Courbe de fragilité obtenue par « <i>pushover</i> » pour un seul niveau de capacité.....	54
Figure 2.9	Exemples de modèles probabilistes de demande sismique (<i>PSDM</i>)	56
Figure 2.10	Fonction de répartition (Courbe de fragilité pour un état limite de dommages)	60
Figure 2.11	Exemples de courbes de fragilité pour quatre niveaux de dommage par une méthode statique (ligne pleine) versus une méthode dynamique (ligne pointillée).....	63
Figure 2.12	Exemples d'influence relative d'un paramètre pour a) un dommage léger et b) un dommage modéré.....	64
Figure 2.13	Exemples de courbes de fragilité pour quatre niveaux de capacité pour a) une culée et b) une colonne	64
Figure 2.14	Éléments structuraux d'un pont	73
Figure 3.1	Échantillonnage latin hypercube.....	78
Figure 3.2	Zone d'étude ciblée par le plan d'expérience factoriel fractionnaire pour une classe type de pont.....	80

Figure 3.3	Proportion en pourcentage des valeurs d'une variable aléatoire normale comprise dans différents intervalles $[\mu - 1\sigma ; \mu + 1\sigma]$, $[\mu - 2\sigma ; \mu + 2\sigma]$ et $[\mu - 3\sigma ; \mu + 3\sigma]$	81
Figure 3.4	Modèles types de ponts droits générés avec le logiciel <i>CSIBridge</i> à a) une travée, b) deux travées et c) trois travées respectivement	89
Figure 3.5	Modèle type de ponts droits à une travée.....	90
Figure 3.6	Modèle type de ponts droits à deux travées	90
Figure 3.7	Modèle type de ponts droits à trois travées.....	91
Figure 3.8	Séquence des appareils d'appui pour les ponts à trois travées.....	92
Figure 3.9	Rotules plastiques et éléments de modélisation associés aux zones ciblées.....	93
Figure 3.10	Discretisation de la section transversale en éléments fibres	94
Figure 3.11	Disposition des fibres pour les sections rectangulaires des colonnes des ponts à a) deux travées et b) trois travées.....	94
Figure 3.12	Loi de comportement des fibres de béton confiné et non confiné	96
Figure 3.13	Loi de comportement des fibres de l'acier d'armature	97
Figure 4.1	Carte d'aléa sismique du Canada.....	99
Figure 4.2	Séismes survenus sur une période a) de 30 jours et b) d'une année	100
Figure 4.3	Déaggrégation pour Montréal pour le <i>PGA</i> pour une probabilité de 2 % en 50 ans	102
Figure 4.4	Distribution des scénarios M-R des séismes sélectionnés pour Montréal (Est du Canada).....	104
Figure 4.5	Transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales	107
Figure 4.6	Accélérogrammes du séisme de Saguenay tels qu'enregistrés à Chicoutimi-Nord et tels que transformés selon les directions principales	109
Figure 4.7	Spectre d'accélération cible pour Montréal	110

Figure 4.8	Exemples typiques de calibrations dans le domaine temporel des composantes horizontales des signaux sismiques.....	111
Figure 4.9	Exemples typiques de séparation avec les spectres d'accélération ainsi que les accélérogrammes de l'enregistrement sismique historique de la direction principale majeure et de la direction secondaire mineure	112
Figure 4.10	Spectres d'accélération moyens des séismes artificiels (groupe/série 1) a) avant et b) après le premier étalonnage	114
Figure 4.11	Spectres d'accélération moyens des séismes artificiels (groupe/série 2) a) avant et b) après le premier étalonnage	114
Figure 4.12	Critère de validation de l'étalonnage selon le guide d'utilisation du <i>CNBC-2015</i>	115
Figure 4.13	Écart entre le spectre d'accélération moyen des accélérogrammes et le spectre d'accélération cible a) avant et b) après le second étalonnage	116
Figure 4.14	Spectres d'accélération des séismes artificiels (groupe/série 1) après étalonnage et correction.....	116
Figure 4.15	Spectres d'accélération des séismes artificiels (groupe/série 2) après étalonnage et correction.....	117
Figure 4.16	Accélérogrammes artificiels après étalonnage et correction	117
Figure 5.1	Périodes de vibration des ponts à une travée en fonction a) de la longueur de la travée, b) du biais du tablier et c) du poids sismique.....	125
Figure 5.2	Périodes de vibration des ponts à deux travées en fonction a) de la longueur de la travée, b) du biais du tablier, c) de la hauteur de la pile et d) du poids sismique	127
Figure 5.3	Périodes de vibration des ponts à trois travées en fonction a) de la longueur de la travée, b) du biais du tablier, c) de la hauteur de la pile et d) du poids sismique	129
Figure 5.4	Nœuds caractéristiques pour un modèle type de ponts droits à a) une travée, b) deux travées et c) trois travées	131
Figure 5.5	Déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) du tablier aux appareils d'appui mobiles en fonction du <i>PGA</i> pour les modèles de ponts à une travée	134

Figure 5.6	Déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) du tablier aux appareils d'appui mobiles en fonction du PGA pour les modèles de ponts à deux travées.....	135
Figure 5.7	Déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) du tablier aux appareils d'appui mobiles en fonction du PGA pour les modèles de ponts à trois travées.....	136
Figure 5.8	Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à une travée (Paire pont-séisme M1.0 – S5.2 – Nœud caractéristique 3).....	139
Figure 5.9	Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique 1).....	141
Figure 5.10	Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique A)	144
Figure 5.11	Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique A - Fibres).....	146
Figure 6.1	Modèles probabilistes de demande sismique pour les ponts à une, deux et trois travées pour a) la ductilité, b) le déplacement longitudinal et c) le déplacement transversal.....	154
Figure 6.2	Courbes de fragilité pour les quatre états limites de dommages pour a) la ductilité en courbure des colonnes, b) le déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles et c) le déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles.....	158
Figure 6.3	Courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers (1) et complets (2) pour a) la ductilité en courbure des colonnes, b) le déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles et c) le déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles.....	160
Figure 6.4	Courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers (1) et complets (2) pour les ponts à a) une travée ainsi que b) deux travées et trois travées	161

Figure 6.5	Courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers (1) et complets (2) pour les différentes variations a) de longueurs de travées, b) de hauteurs de colonnes et c) de biais du tablier en termes du déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles.....	163
Figure 6.6	Courbes de fragilité pour un état limite de dommages a) légers et b) complets pour les différents paramètres géométriques en termes du déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles.....	165
Figure 6.7	Courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers (1) et complets (2) selon différentes variations de périodes de vibration pour a) la ductilité en courbure des colonnes, b) le déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles et c) le déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles.....	168
Figure 7.1	Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles pour les ponts à une travée selon a) la longueur de la travée et b) le biais du tablier (relations linéaires)	173
Figure 7.2	Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles pour les ponts à une travée ayant a) un biais de 0° selon la longueur de la travée et b) une longueur de 14 m selon le biais de la travée (relations linéaires).....	175
Figure 7.3	Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles (1) et ductilité en courbure (2) pour les ponts à deux et trois travées selon a) la longueur de la travée, b) la hauteur de la colonne, c) le biais de la travée (relations linéaires) et d) le biais de la travée (relations quadratiques / polynomiales de deuxième degré).....	177
Figure 7.4	Rapport entre les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et les longueurs d'assise minimale pour chacun des modèles et des analyses	181
Figure 7.5	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et longueurs d'assise selon la longueur de la travée.....	185
Figure 7.6	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et longueurs d'assise selon la hauteur de la colonne.....	186
Figure 7.7	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et longueurs d'assise selon le biais de la travée (relations linéaires).....	186

Figure 7.8	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et longueurs d'assise selon le biais de la travée (relations quadratiques / polynomiales de deuxième degré).....	186
Figure 7.9	Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et ductilité en courbure selon le rapport m / k	188
Figure 7.10	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, analyse de variance initiale et longueurs d'assise selon le rapport m / k	188
Figure 7.11	Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et ductilité en courbure selon la période fondamentale de vibration	189
Figure 7.12	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, analyse de variance initiale et longueurs d'assise selon la période fondamentale de vibration	190
Figure 7.13	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, seconde analyse de variance et longueurs d'assise selon le rapport m / k	192
Figure 7.14	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, seconde analyse de variance et longueurs d'assise selon la période fondamentale de vibration	192
Figure 7.15	Prédiction des déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles selon la période fondamentale de vibration et le biais de la travée.....	193
Figure 7.16	Longueurs empiriques d'assise minimale telles que requises au code et telles que proposées selon la période fondamentale de vibration	195

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ATC	Applied Technology Council
CALTRANS	California Department of Transportation
CEN	Comité Européen de Normalisation
CNBC	Code national du bâtiment du Canada
COV	Coefficient de variation
CSA	Canadian Standard Association (Association canadienne de normalisation)
DDL	Degré de liberté
FEMA	Federal Emergency Management Agency
HAZUS-MH	Hazard United State – Multi Hazard
IVS	Indice de vulnérabilité sismique
JPSDM	Joint probabilistic seismic demand model (Modèle probabiliste de demande sismique conjointe du système)
JRA	Japan Road Association
LHS	Latin Hypercube Sampling (Technique d'échantillonnage latin hypercube)
MSC	Multiple spans continuous (Travées multiples continues)
MSSS	Multiple spans simply supported (Travées multiples simplement appuyées)
MTQ	Ministère des Transports du Québec
MRAD	Déplacements relatifs entre les culées et le tablier
PGA	Peak ground acceleration (Accélération spectrale maximale du sol)
PSDM	Probabilistic seismic demand model (Modèle probabiliste de demande sismique)
PTFE	Polytétrafluoroéthylène

SS Single span (Travée simple)

Alphabet grec minuscule

α	Paramètre d'amortissement de Rayleigh
α_E	Seuil de l'angle de rotation de perte d'appui selon le <i>JRA</i>
α_T	Coefficient de dilation thermique (béton ou acier)
β	Paramètre d'analyse non linéaire ou inélastique d'intégration directe par la méthode de Newmark avec considération de l'effet P-Delta comme paramètre de non linéarité géométrique
β	Paramètre d'amortissement de Rayleigh
β	Dispersion ou écart-type
β_C	Dispersion ou écart-type associé à la médiane de la capacité en lien avec la probabilité d'atteindre ou de dépasser différents niveaux de dommage
$\beta_{\text{composante}}$	Dispersion ou écart-type associé à la médiane de la composante en lien avec la probabilité d'atteindre ou de dépasser différents niveaux de dommage
β_{DIM} ou β_{DPGA}	Dispersion ou écart-type associé à la médiane de la demande en lien avec le modèle probabiliste de demande sismique
γ	Paramètre d'analyse non linéaire ou inélastique d'intégration directe par la méthode de Newmark avec considération de l'effet P-Delta comme paramètre de non linéarité géométrique
γ	Poids volumique (béton ou acier)
δ	Déformation
δ_{max}	Déformation maximale ou pénétration maximale aux joints
δ_y	Déformation élastique ou pénétration élastique aux joints
ϵ_{cc}	Déformation en compression du béton confiné
ϵ_{co}	Déformation en compression du béton non confiné
ϵ_{cu}	Déformation maximale ou ultime en compression du béton confiné

ϵ_{sh}	Déformation en traction où débutera un durcissement des barres longitudinales d'acier d'armature
ϵ_{sp}	Déformation maximale en compression du béton non confiné
ϵ_{su}	Déformation maximale ou ultime en traction des barres longitudinales d'acier d'armature
ϵ_G	Déformation sismique du sol selon le <i>JRA</i>
ϵ_t	Déformation maximale en traction du béton
ϵ_y	Déformation élastique en traction des barres longitudinales d'acier d'armature
θ	Angle du biais mesuré entre l'axe du tablier et de l'appui ou à partir de la normale de la travée selon le <i>CALTRANS</i> et selon le <i>JRA</i>
θ	Angle d'orientation des directions principales du mouvement sismique pour la transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales, soit l'angle de rotation entre les directions dans lesquelles les signaux sismiques ont été enregistrés et les directions principales dans lesquelles les signaux sismiques ont été transformés
μ	Médiane en lien avec la technique d'échantillonnage latin hypercube
μ	Coefficient de friction des appareils d'appui
μ	Ductilité des colonnes
μ_Δ ou $\mu_{\Delta \text{ pile}}$	Ductilité en déplacement de la pile
μ_ϕ ou $\mu_{\phi \text{ pile}}$	Ductilité en courbure de la pile
ν	Coefficient de Poisson
ξ	Coefficient d'amortissement visqueux critique
π	Pi est le nombre 3,14159...
σ	Écart-type en lien avec la technique d'échantillonnage latin hypercube
ϕ	Angle de courbure de la superstructure continue selon le <i>JRA</i>
$\phi_{\text{élast}}$	Courbure élastique pour le calcul de la ductilité en courbure de la pile

XXX

ϕ_{\max} Courbure maximale pour le calcul de la ductilité en courbure de la pile

ω_n Fréquence naturelle circulaire de vibration

Alphabet grec majuscule

Δ Déformation ou déplacement équivalent de la structure selon la deuxième loi de Newton

$\Delta_{\text{élast}}$ Déplacement élastique pour le calcul de la ductilité en déplacement de la pile

Δ_{eq} Déplacement de la membrure la plus flexible selon l'*AASHTO*

Δ_{eq} Demande relative en déplacements longitudinaux selon le *CALTRANS*

Δ_{\max} Déplacement maximal pour le calcul de la ductilité en déplacement de la pile

Σ Sommation ou la somme

Φ Fonction de répartition ou fonction standard normale de densité cumulative (traduction de l'anglais) ou courbe de densité de probabilité

Φ_{j1} Élément au niveau du $j^{\text{ème}}$ étage pour le mode fondamental Φ_1 en lien avec le spectre ou diagramme de capacité

Φ_1 Mode fondamental en lien avec le spectre ou diagramme de capacité

Ψ Biais du tablier à l'appui mesuré à partir d'une ligne perpendiculaire à l'axe longitudinal de la travée

Alphabet latin minuscule

a Coefficient de régression en lien avec le modèle probabiliste de demande sismique

a Accélération selon la deuxième loi de Newton

$a_x(t)$ et $a_y(t)$ Composantes horizontales orthogonales arbitraires (x, y) du mouvement sismique pour la transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales

$a_1(t)$ et $a_2(t)$	Composantes horizontales orthogonales transformées selon les directions principales (1, 2) du mouvement sismique pour la transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales
b	Coefficient de régression en lien avec le modèle probabiliste de demande sismique
d	Déplacement
d_{bl}	Diamètre des barres longitudinales d'acier d'armature
d_{eg}	Déplacement sismique du sol induit par la variation spatiale des mouvements du sol selon le <i>CEN</i>
d_{es}	Demande effective de déplacement sismique selon le <i>CEN</i>
d_i	$i^{\text{ème}}$ valeur décrivant la demande sismique selon les analyses dynamiques non linéaires
d_g	Déplacement du sol de conception selon le <i>CEN</i>
f	Fréquence de vibration
f'_c	Résistance en compression spécifiée du béton
f'_{cc}	Résistance en compression spécifiée du béton confiné
f'_{co}	Résistance en compression spécifiée du béton non confiné
f'_t	Résistance maximale en traction spécifiée du béton
f_{su}	Résistance maximale en traction des barres longitudinales d'acier d'armature
f_y ou f_{ye}	Résistance élastique en traction des barres longitudinales d'acier d'armature
g	Accélération gravitationnelle (9,81 m/s ² ou 9,81 N/kg)
j_i	$i^{\text{ième}}$ étage en lien avec le spectre ou diagramme de capacité
k	Nombre de paramètres structuraux considérés dans le protocole
k	Rigidité selon la deuxième loi de Newton
k	Rigidité selon le calcul de la période de vibration

k	Rigidité selon les lois de comportement des appareils d'appui en élastomère
l	Longueur des travées selon le <i>JRA</i>
l_m	Longueur d'assise minimale assurant une transmission sécuritaire de la réaction de la charge verticale selon le <i>CEN</i>
l_n	Espace log-normale
l_{ov} et l_{ov0}	Longueurs d'assise au niveau des joints mobiles aux culées d'extrémité ou en travée ou aux piles intermédiaires selon le <i>CEN</i>
l_{ov1} et l_{ov2}	Longueurs d'assise minimale calculées pour les deux structures adjacentes selon le <i>CEN</i>
m	Masse selon la deuxième loi de Newton
m	Masse selon le calcul de la période de vibration
m	Masse linéaire du tablier pour le calcul de la fréquence de vibration des ponts à une travée
m_j	Masse concentrée au niveau du $j^{ième}$ étage en lien avec le spectre ou diagramme de capacité
n	Numéro du mode de vibration de flexion pour le calcul de la fréquence de vibration des ponts à une travée
p	Nombre de paramètres structuraux réduits considérés dans le protocole
p	Coefficient de corrélation croisée ou coefficient de covariance pour la transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales
t_d	Durée totale du séisme pour la transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales
u_G	Demande maximale en déplacement sismique en considérant la liquéfaction du sol selon le <i>JRA</i>
x	Variable indépendante de l'équation de la courbe de tendance
y	Variable dépendante de l'équation de la courbe de tendance

Alphabet latin majuscule

A	Site/zone sismique faible selon l' <i>AASHTO</i>
A	Site de classe <i>A</i> (roc) selon le <i>CNBC</i>
A	Pseudo-accélération standard en lien avec le spectre ou diagramme de capacité
A	Aire de la section du tablier
A	Nœud caractéristique représentant des zones pertinentes où se trouvent des colonnes aux extrémités du système de pile
A	Nouvelle information obtenue selon la théorie bayésienne et à l'aide du théorème de Bayes
A	Aire en plan du bloc d'élastomère
A_s	Coefficient d'accélération du site selon l' <i>AASHTO</i>
ARS	Accélération spectrale correspondant à la période <i>T</i>
B	Site/zone sismique faible-moderé selon l' <i>AASHTO</i>
B	Nœud caractéristique représentant des zones pertinentes où se trouvent des colonnes aux extrémités du système de pile
B_i ou B_j	Information mise à jour selon la théorie bayésienne et à l'aide du théorème de Bayes
C	Site/zone sismique modéré-élevé selon l' <i>AASHTO</i>
C	Site de classe <i>C</i> (conditions de référence du sol) selon le <i>CNBC</i>
C	Capacité structurale en lien avec la fragilité
C	Nœud caractéristique représentant des zones pertinentes où se trouvent des colonnes aux extrémités du système de pile
C	Coefficient établi selon le type de sol rencontré sur le site pour le calcul de <i>EQ</i>
D	Site/zone sismique élevé selon l' <i>AASHTO</i>
D	Demande structurale ou demande sismique en lien avec la fragilité

D	Spectre de déformation en lien avec le spectre ou diagramme de capacité
D	Nœud caractéristique représentant des zones pertinentes où se trouvent des colonnes aux extrémités du système de pile
D	Charge permanente de la structure pour le calcul de EQ
D_p	Déplacement sismique maximal au haut de la pile intermédiaire pour le séisme de conception selon le <i>CEN</i>
D_{PPB} (Biais = 0°)	Déplacement longitudinal prédit selon une régression linéaire multiple à trois paramètres en considérant la période fondamentale de vibration et un biais nul du tablier
D_{PPB}	Déplacement longitudinal prédit selon une régression linéaire multiple à trois paramètres incluant la période fondamentale de vibration et le biais du tablier
D_{PPG}	Déplacement longitudinal prédit selon une régression linéaire multiple à cinq paramètres incluant les paramètres géométriques
E	Module d'élasticité
EQ	Force latérale « sismique » appliquée horizontalement dans chaque direction au centre de gravité du poids de la structure
F	Force
F_y	Limite d'élasticité des appareils d'appui
F1 ou F2 ou F3	Effort dans la direction longitudinale ou transversale (selon le contexte) de l'élément étudié (appareils d'appui ou colonne)
FD	Méthode de calibration des signaux sismiques dans le domaine fréquentiel
G	Module de cisaillement
H	Hauteur moyenne des systèmes de piles qui supportent le tablier du pont jusqu'au joint de tablier suivant ou hauteur d'une colonne ou du poteau pour le calcul de N
I	Inertie
I_e	Inertie effective des colonnes
I_g	Inertie brute des colonnes

I_x	Inertie longitudinale du tablier
I_y	Inertie transversale du tablier
IM	Mesure quelconque de l'intensité sismique en lien avec le modèle probabiliste de demande sismique
J	Moment d'inertie de torsion du tablier
K	Coefficient de modification
K	Rigidités du pont selon l'équation du <i>MRAD</i>
K	Rigidité de l'appareil d'appui en élastomère
K1 ou K _{t1}	Rigidité initiale aux joints
K2 ou K _{t2}	Rigidité plastique aux joints
L	Longueur du tablier d'un joint à l'autre ou longueur du tablier adjacent aux joints d'expansion ou longueur des travées jusqu'au joint de tablier adjacent ou jusqu'à l'extrémité du tablier pour le calcul de <i>N</i>
L	Distance entre deux infrastructures selon le <i>JRA</i>
L	Longueur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion pour le calcul de la longueur de la zone de rotule plastique équivalente
L _{eff}	Longueur effective du tablier selon le <i>CEN</i>
L _g	Distance au-delà de laquelle les mouvements du sol peuvent être considérés comme complètement non corrélés selon le <i>CEN</i>
L _p	Longueur de la zone de rotule plastique équivalente
L ₀	Longueur de la superstructure continue selon le <i>JRA</i>
M	Magnitude lors de la description des séismes
M	Modèle de pont pour la désignation des paires pont-séisme
M*	Masse modale effective pour le mode de vibration fondamental en lien avec le spectre ou diagramme de capacité
Max	Maximum statistique

Min	Minimum statistique
Méd	Médiane statistique
Moy	Moyenne statistique
N	Nombre d'étages en lien avec le spectre ou diagramme de capacité
N	Nombre d'intervalles équiprobables en lien avec la technique d'échantillonnage latin hypercube
N	Nombre de valeurs décrivant la demande sismique selon les analyses dynamiques non linéaires
N	Longueur d'assise empirique minimale requise au code à l'appareil d'appui mobile
$N_{\text{Modifié sans 200 mm}}$	Longueur d'assise empirique minimale à l'appareil d'appui mobile modifié en considérant un coefficient de modification, $K = 1,5$ et en éliminant l'interaction sol-structure et le déphasage, 200 mm
$N_{\text{Proposé}}$	Longueur d'assise obtenue d'une courbe de tendance bonifiée tel que proposée dans cette étude
P ou P_f	Fragilité ou probabilité de rupture ou probabilité d'atteindre ou de dépasser différents niveaux de dommage
P_v	Force verticale associée à la charge permanente du poids propre du tablier
R	Distance hypocentrale ou rayon lors de la description des séismes
R^2	Coefficient de détermination linéaire de Pearson
S	Angle du biais mesuré entre l'axe du tablier et de l'appui ou à partir de la normale de la travée selon l' <i>AASHTO</i>
S	Séisme pour la désignation des paires pont-séisme
S_a	Spectre d'accélération du sol ou accélération spectrale
S_{asim}	Spectre d'accélération moyen des accélérogrammes pour l'étalonnage des accélérogrammes bidirectionnels artificiels
S_{atarg}	Spectre d'accélération cible pour l'étalonnage des accélérogrammes bidirectionnels artificiels

S_C	Médiane de la capacité en lien avec la probabilité d'atteindre ou de dépasser différents niveaux de dommage
S_d	Spectre de déplacement du sol ou déplacement spectral
S_D	Médiane de la demande en lien avec le modèle probabiliste de demande sismique
S_E	Longueur d'assise pour les ponts droits selon le <i>JRA</i>
S_{EM}	Minimum de longueur d'assise permise selon le <i>JRA</i>
$S_{E\theta}$	Longueur d'assise pour les ponts en biais selon le <i>JRA</i>
$S_{E\varphi}$	Longueur d'assise pour les ponts courbes selon le <i>JRA</i>
S_1	Rapport du spectre de la composante majeure <i>S1</i> pour l'étalonnage des composantes horizontales des signaux sismiques
S_2	Rapport du spectre de la composante mineure <i>S2</i> pour l'étalonnage des composantes horizontales des signaux sismiques
T	Période de vibration
T	Épaisseur totale du matériau d'élastomère
$T_{analyse}$	Période de vibration telle qu'obtenue par le logiciel d'analyse structurale
$T_{calculée}$	Période de vibration telle qu'obtenue par l'utilisation de calculs manuels
T_{min}	Période de vibration minimale
T_{max}	Période de vibration maximale
T_n	Période de vibration naturelle
TD	Méthode de calibration des signaux sismiques dans le domaine temporel
U	Coefficient de Poisson pour le logiciel d'analyse structurale
U_N	Déplacement
U_1	Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles
U_2	Déplacements transversaux du tablier aux appareils d'appui mobiles

XXXVIII

V_b	Cisaillement à la base
W	Masse du pont selon l'équation du <i>MRAD</i>
W	Poids sismique du pont

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE

%	pourcentage
°	degré
s ou sec	seconde
Hz	Hertz

UNITÉS GÉOMÉTRIQUES

Distance/Longueur

mm	millimètre
cm	centimètre
m	mètre
km	kilomètre
"	pouce (25,4 mm)

Superficie/Surface/Aire

m ²	mètre carré
----------------	-------------

UNITÉS MÉCANIQUES

Inertie

m ⁴	mètre exposant 4
----------------	------------------

Accélération

g	accélération gravitationnelle (9,81 m/s ² ou 9,81 N/kg)
m/s ²	mètre par seconde carré

Rigidité/Poids linéaire et volumique des éléments

N/m	Newton par mètre
N/m ²	Newton par mètre carré
kN/m	kiloNewton par mètre linéaire
kN/m ³	kiloNewton par mètre cube

Force

N	Newton
kN	kiloNewton

Résistance/Contrainte/Déformation

MPa	mégaPascal
m/m	mètre par mètre

Masse/Masse linéaire/Poids

kg	kilogramme
kg/m	kilogramme par mètre
tsf	ton per square foot (tonne par pied carré)

Dilatation thermique

mm/mm/°C	millimètre par millimètre par degré Celsius
----------	---

UNITÉS DE MAGNITUDE

m _b	magnitude d'onde de volume (body waves)
M _N	magnitude Nuttli
M _s	magnitude d'onde de surface (surface-wave)
M _w	magnitude de moment

INTRODUCTION

0.1 Contexte

Le Québec n'est pas à l'abri des séismes. Lors d'un tel événement, les dommages causés aux infrastructures, notamment aux ponts assurant les liens géographiques et socio-économiques, peuvent affecter le sentiment de sécurité des usagers et l'organisation de la société.

Il se produit des séismes dans toutes les régions du Canada, mais les dommages causés par les mouvements du sol sont plus élevés dans certaines zones que dans d'autres. Selon Séismes Canada (2016a), « les dommages causés par un tremblement de terre dépendent de la façon dont le sol bouge et dont les bâtiments sont construits dans la région touchée ». Par conséquent, il existe un risque sismique pour toute construction neuve ou existante (bâtiments, ponts, etc.). Ce risque sismique s'évalue en considérant l'aléa sismique, soit la probabilité qu'un séisme d'une intensité donnée survienne pour une période de récurrence établie; la fragilité structurale, soit la probabilité qu'une structure subisse des dommages à la suite d'un séisme; et la valeur socio-économique des ouvrages exposés exprimée généralement en valeur monétaire. Cette valeur socio-économique prend en considération la nécessité d'opération de l'ouvrage et d'accès aux services nécessaires ainsi que l'impact des dommages, des enjeux et des répercussions à la suite d'une perte d'un pont sur le réseau routier résultant d'une fermeture, temporaire ou permanente, et/ou d'un effondrement, partiel ou complet, de l'ouvrage. En conséquence, la connaissance des trois constituantes du risque (aléa sismique, fragilité structurale et valeur socio-économique) suggère une gestion globale du risque par les autorités compétentes pour un réseau durable, diversifié, intégré, efficace et sécuritaire, donc résilient.

Lorsqu'on considère la fragilité structurale combinée à un ou plusieurs éléments de la valeur socio-économique, on fait référence alors au concept de vulnérabilité structurale. On fait aussi souvent référence à la vulnérabilité structurale comme appréciation de la capacité de la structure à résister à un séisme sans nécessairement y lier la notion de probabilité de dommages propre à la fragilité. Dans ce texte, on parlera de structure vulnérable ainsi que de vulnérabilité

structurale ou sismique dans sa définition plus large alors que l'utilisation du terme fragilité fera référence à l'estimation ou l'évaluation de la probabilité de dommages.

0.2 Problématique

Des études sismiques récentes et le constat de dommages subis par les ponts lors de séismes survenus à travers le monde ont démontré que la perte d'appui des tabliers de ponts peut mener à l'effondrement de sa superstructure. La perte d'un ouvrage ou sa fermeture, même temporaire, sur le réseau de transport peut avoir des conséquences importantes pour les utilisateurs sous et/ou sur l'ouvrage. La nécessité d'examiner la vulnérabilité structurale des ponts en lien avec la perte d'appui sous charges sismiques est donc justifiée et nécessaire, notamment dans une optique de planification des travaux de réhabilitation pour conserver les liens territoriaux, sociaux et économiques.

0.2.1 État de la situation des ponts au Québec

Selon le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-2019)*, la conception parasismique des ponts peut être basée sur la performance en considérant des événements sismiques ayant une probabilité d'occurrence de 2 %, 5 % et 10 % en 50 ans. En d'autres termes, ces nouveaux ponts doivent résister à des séismes ayant, respectivement, des périodes de retour de 2475 ans, 975 ans et 475 ans, et ce, tout en permettant certains dommages modulés selon la classification du pont à l'exception de la perte d'appui causant un effondrement des tabliers qui n'est acceptable dans aucun cas. Ainsi, les ponts doivent, selon leur classification (ponts de secours, ponts d'urgence ou autres ponts), être conçus pour rencontrer des critères minimaux de performances structurales, fonctionnelles et de service sous des aléas sismiques spécifiés. Les premières exigences de conception parasismique ont été introduites en 1974 dans le code de conception des ponts. Ces exigences considéraient un pourcentage du poids du pont (arbitraire et généralement faible car il ne considère que certains paramètres et exclut la période fondamentale du pont) à appliquer latéralement afin de s'assurer que les ponts résistent à un éventuel événement sismique. Cependant, un grand nombre de ponts ont été construits bien

avant l'introduction de ces exigences parasismiques en 1974 qui, à l'époque n'intégrait pas d'exigences sur la longueur minimale d'assise. Par ailleurs, ces exigences ont été introduites en 1981 avec la première équation empirique de longueur d'assise minimale. Cette équation visait à contrer la perte d'appui et l'effondrement des tabliers en se basant sur des observations faites lors de plusieurs séismes qui ont eu lieu dans les années 1960-1970, dont possiblement le séisme de Niigata en 1964 et le séisme de San Fernando en 1971. Par conséquent, ces structures de ponts sont considérées comme structurellement vulnérables à la perte d'appui de leurs tabliers et sont susceptibles de subir des dommages importants lors d'évènements sismiques modérés à élevés anticipés dans les régions de l'Est du Canada. La probabilité de subir des dommages en cas de séisme, ou la fragilité structurale de ces ponts, est liée à l'âge des ponts, car l'année de construction est une indication du niveau de conception parasismique.

Par exemple, en 2013, le réseau routier du Québec comptait 5357 ouvrages d'art, dont près de 70 % des structures, sous la responsabilité du Ministère des Transports du Québec (*MTQ*), avaient été construites entre 1960 et 1980 (Ministère des Transports du Québec, 2014). Par ailleurs, la Figure 0.1 montre que près de 50 % des ponts sous la juridiction provinciale ont été construits avant les années 1970 et avant l'introduction des exigences parasismiques dans le code.

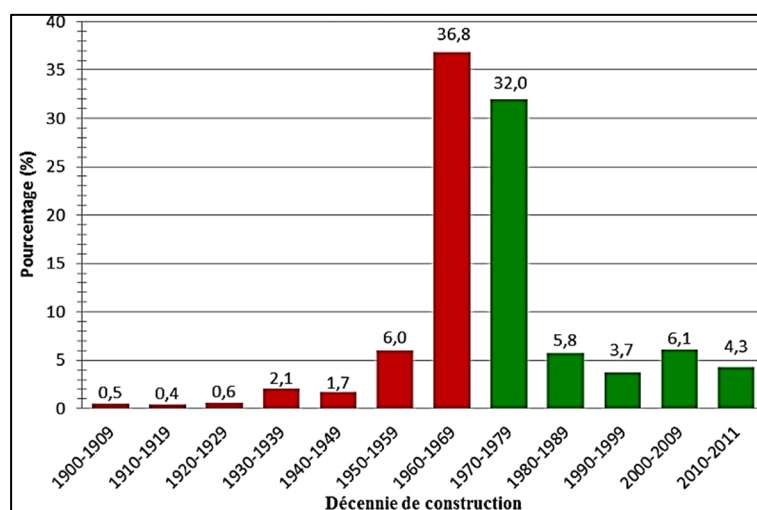


Figure 0.1 Année de construction des ponts au Québec
Adaptée du Ministère des Transports du Québec (2014)

Toujours selon le Ministère des Transports du Québec (2014), mis à part la réhabilitation sismique, des travaux de réparation sont généralement nécessaires 30 ans après la construction d'un ouvrage et les besoins d'entretien et de réparation atteignent une pointe importante pour laquelle environ 28,8 % des structures nécessitent des travaux au cours des cinq prochaines années, mais toutes les structures en service sont sécuritaires. De plus, Nielson (2005) mentionne que, hormis pour les ponts situés en Californie, le passage des procédures de conception conventionnelle vers des procédures de conception parasismique, introduites vers 1975, n'a eu lieu, dans les faits, que vers les années 1990, voire au milieu des années 2000 au Canada.

Une des ruptures les plus fréquemment observées, et associée à la vulnérabilité structurale lors de séismes majeurs passés, est la perte d'appui des tabliers de ponts. L'importance de prévoir une longueur d'assise suffisante aux appareils d'appui mobiles des tabliers de ponts pour accommoder les déplacements importants induits par les séismes a été démontrée par Yashinsky et al. (2010). Lors d'un séisme, si cette longueur d'assise est trop courte, des dommages importants et des conséquences désastreuses peuvent survenir dont la possibilité d'effondrement de tabliers de ponts (*voir* la Figure 0.2a). La longueur d'assise doit pouvoir accommoder des déplacements importants occasionnés lors d'un séisme (*voir* la Figure 0.2b). Ainsi, les codes proposent des équations pour déterminer les longueurs d'assise minimale à respecter (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2011, 2012; Association canadienne de normalisation, 2019; California Department of Transportation, 2008, 2013; Comité Européen de Normalisation, 2012; Japan Road Association, 2002).

Les principaux paramètres contribuant à la perte d'appui sous l'effet des sollicitations sismiques sont : (a) le nombre de piles et de travées, (b) les conditions de retenue, (c) la longueur d'assise et (d) le système de retenue latérale. On compte aussi, parmi les paramètres géométriques influents, la hauteur des piles et les irrégularités en élévation, la longueur des travées et les irrégularités en plan ainsi que le biais du pont. Le comportement du sol, les déplacements et les rotations des culées et des fondations ainsi que les déplacements et rotations déphasés entre les différentes parties du pont jouent aussi un rôle. Cependant, les

équations répertoriées pour déterminer une longueur d'assise minimale intègrent principalement les paramètres géométriques et elles considèrent l'influence des autres paramètres de façon plus globale.

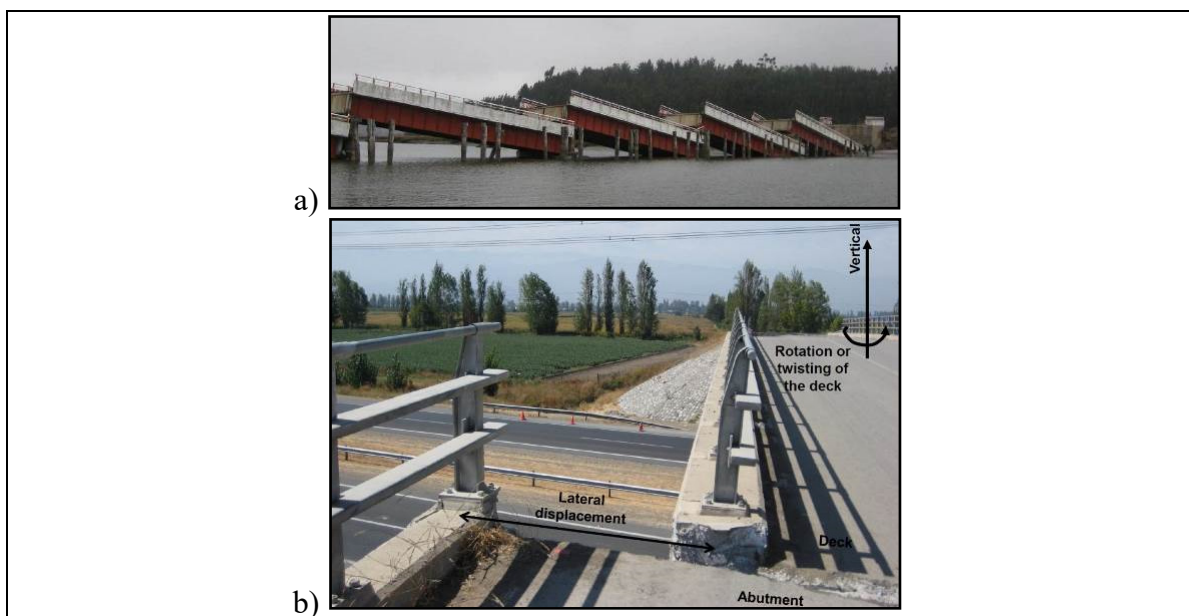


Figure 0.2 a) Travées d'un pont s'étant effondré à cause de la perte d'appui de leurs poutres
et b) Viaduc ayant subi d'importants déplacements
Tirée de Yashinsky et al. (2010)

Néanmoins, la majorité des ponts existants au Québec ont été conçus avant l'introduction des exigences de conception parasismique et encore bien avant l'introduction de l'équation de la longueur d'assise minimale dans le code canadien. Il est donc difficile de connaître ce qui a guidé le calcul des longueurs d'assise autour des années 1970, à savoir si les déplacements dus au retrait, à la température ou au freinage étaient considérés ou si simplement des dispositions de géométrie de mise en place étaient considérées, voire peut-être une combinaison des deux possibilités.

De plus, la longueur d'assise n'est pas une donnée actuellement inscrite dans l'inventaire des ponts existants et commence aussi tout juste à être inventoriée au *MTQ*. Il est donc difficile de connaître la longueur d'assise utilisée pour les ponts existants sans un relevé in situ pour chaque ouvrage. Il convient donc d'aborder ce problème en comparant les déplacements prévus

des ponts existants sous différentes sollicitations sismiques aux valeurs limites prescrites pour la longueur d'assise minimale telle qu'exigée par le code actuel de conception des ponts.

0.2.2 Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts

Dans l'optique, entre autres, de mieux planifier les mesures d'urgence en cas de séisme ou les interventions de mise aux normes parasismiques des ponts, les gestionnaires d'ouvrages disposent de différents outils d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts. Ces outils reposent, d'une part, sur l'étude des dommages causés aux ponts lors de séismes antérieurs, survenus notamment en Californie (séisme de Northridge en 1994) ou ailleurs dans le monde, et, d'autre part, sur des analyses détaillées de ponts. Ces analyses permettent d'étudier la réponse non linéaire du pont pour différents scénarios sismiques tout en évaluant l'influence de différents paramètres sur cette réponse (Choi et al., 2004). Elles sont de trois types :

- Spécifique à un ouvrage ciblé (analyse détaillée d'un seul pont);
- Méthode de classement indiciaire généralisée (triage);
- Méthode d'analyse de fragilité d'un ensemble de ponts.

Au *MTQ*, l'évaluation de l'indice de vulnérabilité sismique (*IVS*) des ponts est faite à l'aide d'une méthode indiciaire dont la forme a été revue au cours des années 2010 (Hida, 2009; Nollet et al., 2013). Par exemple, la version de 1995 (*voir* la Figure 0.3) ne permettait pas de répartir nettement les ouvrages moyennement et très vulnérables ainsi que de distinguer précisément si un ouvrage devait être priorisé ou non. La Figure 0.3a) montre l'*IVS* en fonction de l'année de construction respective des ponts. Sachant que les exigences de conception parasismique ont été introduites en 1974, les ponts construits avant cette date devraient présenter une vulnérabilité plus élevée, donc un résultat sur cent plus faible; alors que les ponts construits avec ces exigences lors de leur conception devraient avoir une vulnérabilité plus faible, donc un résultat sur cent plus élevé. Malheureusement, aucune corrélation claire ne semble démontrer cette situation. Par ailleurs, la Figure 0.3b) illustre l'*IVS* de ce même parc de ponts en fonction du biais, soit l'angle entre l'axe longitudinal du pont et une ligne perpendiculaire à l'axe des appareils d'appui (ou de la face de la culée). Les ponts droits

devraient avoir une vulnérabilité plus faible alors que les ponts en biais devraient présenter une vulnérabilité plus élevée. Encore là, la corrélation selon ce critère est difficile à établir, car l'influence du biais n'est pas bien représentée. Cependant, la révision faite en 2013 offre une meilleure répartition (Nollet et al., 2013).

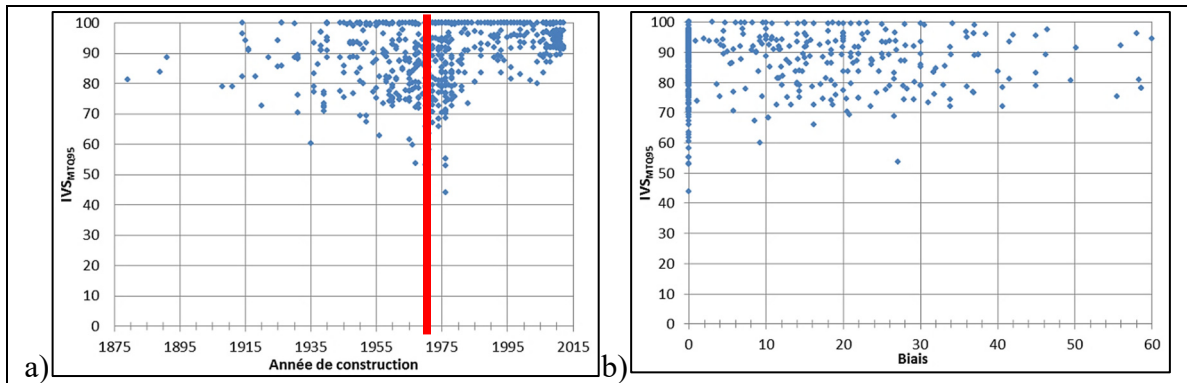


Figure 0.3 Indice de vulnérabilité sismique des ponts du *MTQ* avec la méthode de 1995 selon a) l'année de construction du pont et b) le biais du tablier
Adaptée des données de Lemaire (2013)

L'étude de la vulnérabilité sismique à l'aide de courbes de fragilité pour les ponts n'est pas une approche nouvelle (Bowers, 2007; Nielson, 2005; Nielson & DesRoches, 2003; Padgett, 2007; Shinozuka et al., 2003). Cependant, au Québec, seulement deux études ont été réalisées avec cette approche.

Danusa Haick Tavares (2012) a étudié la vulnérabilité sismique avec des courbes de fragilité pour les ponts à travées multiples (trois travées) pour cinq classes de ponts (sur 31 classes établies) tout en faisant une validation pour le pont *Chemin des Dalles* au Québec. Différents paramètres ont été considérés dans cette étude, parmi lesquels on retrouve le type de sol, le type de fondation, le type de pile et le type de culée. Certains paramètres géométriques ont aussi été considérés dans les modèles de ponts en faisant varier la longueur totale, la largeur totale, la hauteur totale des colonnes ainsi que le rapport de la travée la plus longue sur la longueur totale.

Juliana Ruiz Suescun (2010) a poursuivi les travaux ci-dessus en concentrant ses efforts sur les ponts à travées multiples (trois travées), sur la classe de ponts à poutres continues en béton armé et sur la validation pour le pont *Chemin des Dalles* au Québec. Son étude porte sur l'intégration concrète des paramètres dans la modélisation avec le logiciel *OpenSEES* développé par le Pacific Earthquake Engineering Research Center (2006). Ces paramètres de modélisation comprennent le comportement du sol, des fondations et des culées.

Il est donc nécessaire de mieux traiter le risque sismique des ponts à travées simples et multiples simplement appuyées par l'étude de l'incidence de différents paramètres sur leur vulnérabilité structurale. En effet, pour obtenir une réponse représentative des ponts existants, il faut utiliser un échantillon représentatif. Faire varier les propriétés géométriques et mécaniques en adoptant un modèle et une approche statistique référencée permet de s'intéresser principalement aux paramètres géométriques liés aux longueurs requises d'assise minimale et aux critères d'états limites de dommages (ductilité en courbure des colonnes, déplacements longitudinal et transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles) associées à la vulnérabilité structurale de perte d'appui des tabliers.

Ainsi, l'état des connaissances actuelles ne permet pas d'évaluer clairement la vulnérabilité sismique des ponts en lien avec la perte d'appui des tabliers. Les aspects en cause sont :

1. Le manque de données sur les déplacements prévus des tabliers aux appareils d'appui mobiles des ponts existants lors de séismes;
2. L'absence de données sur la fragilité structurale pour un échantillon de ponts représentatifs de l'inventaire des ponts au Québec;
3. L'équation de la longueur d'assise minimale, prescrite par le code et utilisée dans la conception de nouveaux ouvrages, n'est pas nécessairement adaptée à un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

0.3 Objectifs

L'objectif principal de cette thèse est de contribuer à mieux estimer la vulnérabilité des ponts existants quant au risque de perte d'appui associé aux déplacements de leurs tabliers sous l'effet de sollicitations sismiques caractéristiques de l'Est du Canada. La fragilité sera définie en fonction de critères d'états limites de dommages associés à la vulnérabilité structurale de perte d'appui des tabliers de ponts et des paramètres géométriques reliés aux longueurs requises d'assise minimale.

Plus spécifiquement, l'étude réalisée dans le cadre de cette thèse vise à :

1. Évaluer l'influence relative des paramètres géométriques sur la vulnérabilité structurale des ponts en termes de ductilité et de déplacements associés à la perte d'appui;
2. Quantifier l'impact des paramètres géométriques des ponts existants sur les probabilités de dommages ou la fragilité structurale;
3. Proposer et valider une équation de la longueur d'assise minimale adaptée à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts existants.

0.4 Méthodologie

L'ensemble de l'étude est réalisé par des analyses non linéaires sur des modèles de ponts génériques, existants et représentatifs d'un échantillon de ponts du Québec afin d'obtenir leurs réponses en lien avec la vulnérabilité structurale de perte d'appui de leurs tabliers sous l'effet de sollicitations sismiques caractéristiques de l'Est du Canada. Différentes variations géométriques des modèles de ponts sont considérées par type de pont (nombre de piles et de travées) selon les conditions de retenue. Ces différentes variations géométriques incluent la longueur des travées, la hauteur du système de pile et le biais du tablier. La variation des rigidités et des masses des matériaux a été considérée dans l'étude. Ces paramètres sont directement liés aux longueurs requises d'assise minimale. Leur variation permet d'obtenir des réponses différentes à partir desquelles il est possible d'évaluer et de quantifier l'influence relative de ces paramètres en lien avec la perte d'appui. Pour ce faire, la méthodologie

comprend les étapes générales suivantes pour lesquelles divers méthodes et outils de calcul sont utilisés :

1. État des connaissances et paramètres de l'étude :
 - 1.1. Identification et description des paramètres géométriques (macro-variables) influençant le comportement sismique et la réponse non linéaire des ponts existants typiques à une, deux et trois travées simplement appuyées;
 - 1.2. Définition de 12 modèles de ponts génériques et typiques de l'inventaire du parc de ponts selon un plan d'expérience factoriel fractionnaire où trois niveaux (variations statistiques) sont utilisés pour définir les valeurs des paramètres ciblés;
2. Modélisation et analyses des ponts :
 - 2.1. Modélisation en trois dimensions avec le logiciel de calcul des structures *CSIBridge Version 15.1.1* (Computers & Structures Inc., 2011) des ponts sélectionnés avec des rotules plastiques pour simuler un comportement non linéaire des matériaux et des éléments du pont, et ce, tout en considérant certaines incertitudes des paramètres structuraux (micro-variables) associés au comportement mécanique;
 - 2.2. Sélection des séismes bidirectionnels caractéristiques de l'Est du Canada;
 - 2.3. Analyse dynamique temporelle non linéaire sous l'effet des composantes orthogonales des séismes sélectionnés appliquées à la base des colonnes des modèles de ponts. Au total, 168 analyses sont réalisées (12 combinaisons de modèles structuraux X 14 accélérogrammes bidirectionnels);
3. Analyse des résultats en termes de déplacements des tabliers et de ductilité en courbure :
 - 3.1. Évaluation de l'influence relative des paramètres géométriques à partir des résultats obtenus des analyses en termes de déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et de ductilité en courbure des colonnes;
 - 3.2. Quantification de l'impact des paramètres géométriques sur la réponse structurale des ponts associée à la perte d'appui du tablier en s'appuyant sur des relations linéaires ou quadratiques (polynomiales de deuxième degré);
4. Analyse des résultats en termes de fragilité :

- 4.1. Analyses statistiques de la fragilité et développement des courbes de fragilité représentatives pour chaque critère de réponse (déplacement et ductilité) ou paramètre du pont étudié. Une combinaison adéquate permet d'obtenir des courbes de fragilité combinée pour un pont ou une classe de pont;
- 4.2. Utilisation des modèles probabilistes de demande sismique obtenus en comparant les mesures de réponses structurales maximales avec les critères d'états limites de dommages associés permettant d'identifier l'atteinte ou le dépassement desdits niveaux de dommages;
- 4.3. Comparaison des résultats et analyse de l'influence des paramètres étudiés en fonction des données de fragilité générées par les courbes pour évaluer les probabilités de dommages pour différents ponts et différentes classes de ponts;
5. Analyse des résultats en termes de l'équation pour les longueurs d'assise minimale :
 - 5.1. Comparaison de l'utilisation de l'équation pour le calcul des longueurs requises d'assise minimale normalement utilisée dans un contexte de conception comme critère pour évaluer la vulnérabilité sismique;
 - 5.2. Développement d'une équation pour prédire le déplacement à partir des résultats d'analyse;
 - 5.3. Proposition d'une équation à utiliser dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts.

0.5 Originalité et importance du projet de recherche

Les travaux réalisés dans le cadre de cette thèse apportent plusieurs contributions originales. Ces travaux sont orientés vers un éventail de ponts à travée simple et à travées multiples ainsi que sur l'étude de paramètres différents de ceux préalablement étudiés (Bowers, 2007; Nielson, 2005; Nielson & DesRoches, 2003; Padgett, 2007; Shinozuka et al., 2003; Suescun, 2010; Tavares, 2012). Cette première contribution permet d'enrichir la banque de données et de courbes de fragilité. Les résultats obtenus permettent d'aborder la problématique de fragilité sismique des ponts existants de façon plus large en identifiant l'importance de l'influence de différents paramètres géométriques sur la réponse aux sollicitations sismiques. Par ailleurs, la

sensibilité isolée des paramètres géométriques est étudiée afin de dégager leur importance relative sur la vulnérabilité structurale des ponts existants par rapport aux normes établies. La nouveauté scientifique réside dans l'expression de la fragilité des ponts par perte d'appui ce qui n'a jamais été réalisé auparavant. Le travail, en termes de modélisation ainsi que d'analyse et de traitement des résultats, a permis de faire le pont entre plusieurs exigences assez dispersées : maîtrise de l'aspect sismique, analyses statistiques et plans d'expérience, courbes de fragilité, analyses non linéaires, etc. Le souci de trouver des solutions qui conviennent au contexte de la pratique de l'ingénierie est, sans contredit, un point fort de la contribution scientifique.

La quantité de résultats générée impressionnante rend l'analyse complexe, mais a tout de même permis de faire ressortir certaines tendances. En effet, les résultats de ce projet de recherche permettent de quantifier l'influence relative des principaux paramètres géométriques visés par l'étude (longueur des travées, hauteur du système de pile et biais du tablier), de dégager une meilleure connaissance de l'impact des paramètres étudiés et de dégager une meilleure compréhension du comportement des ponts existants lors de séismes. Cette étude permet, notamment, de proposer une approche alternative différente pour l'équation des longueurs requises d'assise minimale pour les ponts étudiés en fonction de paramètres autres que les paramètres géométriques, soit : la masse, la rigidité et la période de vibration du pont. Cette nouvelle approche est aussi développée pour proposer une équation de prédiction des déplacements aux appuis pouvant être utilisée dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique. Cette connaissance améliorée de la vulnérabilité structurale sous sollicitations sismiques permet, par exemple, de mieux cibler une réhabilitation adaptée à l'ouvrage étudié et de contribuer positivement à relever les défis actuels et futurs du monde du transport au Québec. En effet, l'équation empirique du code pour le calcul de la longueur d'assise minimale ne tient pas compte des différences de sismicité entre l'Est et l'Ouest de l'Amérique du Nord et elle est vraisemblablement basée sur des études utilisant des données sismiques de l'Ouest. De ce fait et de ce point de vue, cette étude pourrait déterminer des équations plus adaptées pour l'Est du Canada.

Finalement, les travaux présentés dans cette thèse ont donné lieu à une présentation d'article au *23e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art du Ministère des Transports du Québec* (Belleau, 2016a), à une publication d'article dans le journal *Substance ÉTS* (Belleau, 2017c) et à une soumission d'article au moment du dépôt de la thèse au *Journal of Engineering Structures* (Belleau et al., 2023). Plusieurs affiches scientifiques et présentations ont également été présentées dans le cadre de nombreux congrès, conférences, séminaires (CTN 2016 et 2017) (Belleau, 2016b, 2017a) et colloques (CEISCE 2015 et 2017) (Belleau, 2015, 2017b).

0.6 Envergure et limites de la thèse

Afin de conserver un temps d'analyse raisonnable et selon les notions d'un plan d'expérience factoriel fractionnaire (un sous ensemble d'un plan d'expérience factoriel complet) (où certaines combinaisons sont testées) se rapprochant de la méthode Taguchi (où certaines combinaisons particulières sont testées) (Karna & Sahai, 2012; Lefebvre, 2012), seulement trois niveaux (variations statistiques) (valeurs inférieure, médiane et supérieure) des trois paramètres géométriques et des autres paramètres structuraux ont été retenus pour la création de la matrice d'expérimentation, puisque cela permet d'obtenir les effets de plusieurs paramètres, tout en réalisant un minimum de combinaisons. Par exemple, en plus des trois combinaisons de modèles formés que des valeurs médianes, seulement neuf combinaisons de modèles géométriques ont été sélectionnées. Ainsi, c'est un total de 12 combinaisons de modèles géométriques aléatoires, mais réalistes et représentatifs, qui ont été générés pour la modélisation analytique. Autrement, 63 combinaisons de modèles géométriques statistiquement possibles et envisageables auraient dû être considérées si toutes les attributions statistiques possibles avaient été intégrées dans la matrice d'expérimentation.

Cette procédure d'échantillonnage et l'étude statistique de l'inventaire ont été réalisées sur 452 ponts pertinents afin de rester suffisamment représentatif des 733 ponts de l'échantillon générique du parc de ponts offert par le *MTQ* pour la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale*. La forte représentativité de ce dernier permet de faire une extrapolation pour

l'ensemble du parc de ponts du Québec. De plus, la proportion des valeurs comprises à l'intérieur des trois niveaux (variations statistiques) (valeurs inférieure, médiane et supérieure) varie de 72 % à 87 %, avec une proportion moyenne de 77 %. Ceci assure une assez bonne représentativité de l'inventaire avec les valeurs sélectionnées pour les paramètres géométriques des combinaisons de modèles de ponts.

Toutes les 12 combinaisons de modèles structuraux définies au sein de la matrice d'expérimentation sont soumises à leur base à la sollicitation sismique des composantes horizontales (accélérogrammes) des signaux sismiques de 14 séismes bidirectionnelles historiques et artificiels limités à l'Est du Canada seulement. Il y a ainsi 168 paires pont-séisme, donc il y a 168 analyses dynamiques bidirectionnelles temporelles effectuées pour lesquels des réponses maximales sont générées dans les deux directions principales (longitudinale et transversale).

Quelques limites ont été mises en place afin de bien cerner le projet de recherche. Notamment, cette thèse est restreinte à l'étude des trois paramètres géométriques mentionnés, soient la longueur des travées, la hauteur du système de pile ainsi que le biais du tablier, et ce, dans la plage de valeurs de l'échantillon offert par le *MTQ*. Ce sont ces trois paramètres géométriques qui sont directement liés à l'équation actuelle pour le calcul des longueurs requises d'assise minimale. Il est donc nécessaire de les cibler et de s'y restreindre pour étudier leur influence relative sur les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et la ductilité en courbure des colonnes ainsi que sur les courbes de fragilité en lien avec la perte d'appui des tabliers des ponts existants. Le nombre de piles et de travées est, dans une certaine mesure, aussi évalué par l'entremise de la constitution des principales classes étudiées et représentatives des ponts, soient celles des ponts d'une travée, deux travées et trois travées, ce qui représente un total de 91,4 % de l'inventaire. Au final, les résultats des réponses structurales sont exprimés en fonction de ces paramètres et, surtout, de la variation de ceux-ci.

Enfin, comme il y a beaucoup d'autres paramètres structuraux variables, cela multiplie d'autant les combinaisons de modèles à considérer et, par conséquent, cela limite les études englobant

plusieurs variables et la possibilité de tirer des conclusions précises sur l'influence en interaction des paramètres géométriques. Pour pouvoir procéder à des conclusions cohérentes d'un modèle à l'autre, certaines données structurales ont été fixées selon la variabilité rapportée dans la littérature. Ces paramètres structuraux sont principalement définis par toutes les propriétés mécaniques et tous les autres attributs, notamment, des matériaux et des éléments de rigidités et de masses différentes (par exemple : année de construction qui est liée au niveau de conception, nombre et aire des sections des colonnes qui est liée à la rigidité flexionnelle, f'_c , f_y , dimensions des chevêtres, propriétés mécaniques des tabliers, propriétés mécaniques des appareils d'appui et propriétés mécaniques des impacts aux joints des tabliers). La liste exhaustive de ces paramètres structuraux est donnée au Tableau 3.5. Toutes ces limitations font l'objet des principales hypothèses nécessaires à une plus juste interprétation des résultats pour la saine réalisation de la thèse et elles devraient éventuellement constituer le sujet d'études complémentaires plus attentives et ciblées, comme, sans toutefois s'y restreindre, évaluer l'influence : des propriétés des sols, de l'interaction sol-structure, des culées, des fondations, des déphasages (mouvements asynchrones) et des différents types d'irrégularités et de configurations de travées de ponts. Plus de détails sont fournis à la section sur les recommandations.

0.7 Structure de la thèse

L'exécution des étapes de la méthodologie guide la réalisation générale du projet de recherche et la structure de cette thèse. À la suite de cette introduction, une revue de la littérature sur les différents paramètres affectant la vulnérabilité structurale et leur impact respectif sur le comportement sismique des ponts est réalisée au CHAPITRE 1.

Le CHAPITRE 2 présente, en une revue de la littérature exhaustive, la définition, les principes d'application et d'utilisation ainsi que le processus de développement des courbes de fragilité. La définition des capacités quantitatives aux états limites de dommages est également présentée selon diverses approches.

Le CHAPITRE 3 détermine la géométrie des modèles de ponts typiques et la plage de valeurs de leurs paramètres structuraux étudiés. Une revue des statistiques de l'inventaire et des normes de dimensionnement est requise pour réaliser cette tâche. Cela permet de déterminer, dimensionner et modéliser à l'aide de l'outil informatique les modèles de ponts représentatifs de l'inventaire du parc de ponts tout en considérant la variabilité des paramètres et leurs incertitudes.

Avant d'entamer les analyses, il faut faire état des caractéristiques sismiques de la région visée et procéder à une sélection des accélérogrammes des séismes bidirectionnels historiques et artificiels représentatifs de la sismicité de l'Est du Canada. Les procédures appropriées de transformation, de calibration et d'étalonnage des accélérogrammes des séismes bidirectionnels sélectionnés sont présentées au CHAPITRE 4. L'intégration et l'utilisation des signaux sismiques finaux avec le logiciel d'analyse structurale sont aussi présentées.

Les analyses dynamiques temporelles non linéaires sont ensuite réalisées sur les modèles de ponts typiques pré-1970 (conçus selon le code *Design of highway bridges (CAN/CSA-S6-1966)*) en faisant varier la demande sismique et les paramètres géométriques des ponts (longueurs des travées, hauteur des colonnes et biais du tablier). Les résultats des réponses sismiques des analyses dynamiques linéaires et les résultats génériques des réponses sismiques des analyses dynamiques non linéaires des structures de ponts sont présentés au CHAPITRE 5.

L'étude de la fragilité par le biais des courbes de fragilité générées est présentée au CHAPITRE 6. Une quantification de l'influence des paramètres géométriques sur la fragilité y est aussi étudiée.

Le CHAPITRE 7 fait l'analyse de l'influence qualitative et quantitative des paramètres géométriques étudiés sur la réponse non linéaire des ponts. Une comparaison des réponses en déplacements longitudinaux obtenus par rapport à l'équation empirique actuelle du code pour la longueur d'assise minimale est effectuée. Cela permet de mieux considérer la nécessité

d'ajuster, d'améliorer ou de calibrer à la réalité cette dernière dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité structurale. Une recommandation est faite pour une équation de prédiction des déplacements en fonction des paramètres géométriques ainsi qu'en fonction des paramètres structuraux combinés, tels que la masse, m , la rigidité, k , le rapport m/k et la période de vibration du pont, T .

Enfin, une conclusion revenant sur l'ensemble du projet et des recommandations sont finalement présentées. La thèse comprend également des annexes qui complètent ou précisent certaines notions abordées sans en constituer un corps de texte essentiel à la résolution des objectifs du projet.

CHAPITRE 1

PARAMÈTRES DE LA VULNÉRABILITÉ STRUCTURALE ET LEUR IMPACT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS

Ce chapitre présente un état des connaissances visant à dégager les paramètres géométriques et structuraux qui influencent le plus le comportement sismique des ponts et qui contribuent à augmenter leur vulnérabilité structurale à la perte d'appui.

1.1 Introduction

Plusieurs séismes ont attiré l'attention des ingénieurs en structures pour la réalisation d'études sur la vulnérabilité structurale des ponts. Notamment, le séisme de Niigata en 1964, le séisme de San Fernando en 1971, le séisme de Loma Prieta en 1989, le séisme du Costa Rica en 1991, le séisme de Northridge en 1994, le séisme de Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) en 1995, le séisme Chi-Chi en 1999, le séisme de Wenchuan en 2008 ainsi que le séisme du Chili en 2010 ont été importants par leur magnitude, leur intensité et les dommages observés.

Au Québec, le séisme du Saguenay survenu en 1988 a particulièrement marqué les esprits avec sa magnitude calculée de 5,9 mb (6,5 MN). Les principaux dommages encourus par ce séisme ont affecté des bâtiments en maçonnerie non renforcée et provoqué plusieurs glissements de terrain ayant causé des dommages à certains ponts. Les études et les observations à la suite de séismes passés ailleurs dans le monde amènent plus d'éclairage sur la vulnérabilité structurale des ponts du Québec plus spécifiquement face à la perte d'appui de leurs tabliers sous sollicitations sismiques. Ce risque varie selon le type de pont (nombre de piles et de travées) et les conditions de retenue. Il peut être atténué si la longueur d'assise aux appareils d'appui est suffisante pour permettre les déplacements sécuritaires du tablier. Ces derniers dépendent également des paramètres géométriques suivants : la hauteur des piles et les irrégularités en élévation, la longueur des travées et les irrégularités en plan ainsi que le biais du pont. Il est à noter que le sol, les culées, les fondations ainsi que les déplacements déphasés et les rotations

déphasées entre les différentes parties du pont ont aussi une influence importante sur le comportement des ponts (Elms & Martin, 1979; Richards & Elms, 1977, 1979; Werner et al., 1977, 1979; Wood & Elms, 1990) tel que cité dans le code actuel *CAN/CSA-S6-2019*. À cet effet, plus de détails sont fournis à la section 1.8 *Sol, culées, fondations et déphasage*.

1.2 Types de ponts et conditions de retenue

Quatre grands ensembles de ponts ressortent du parc de ponts dans la province de Québec. On note les ponts à travée simple, soit à travée intégrale (intégrité dans la structure entre le tablier et les culées) ou à travée simplement appuyée, ainsi que les ponts à travées multiples, soit à travées continues ou à travées simplement appuyées (discontinues).

Les ponts à travée simple intégrale ont la particularité de se comporter d'un seul bloc, car le tablier est coulé ou, du moins, joint pour ne former qu'un seul élément avec les béquilles (ou les culées). La perte d'appui pour ce type de ponts est peu probable, voire inexistante. Les autres ponts à travée simple ont leur tablier simplement appuyé sur les culées aux extrémités, majoritairement par l'intermédiaire d'appareils d'appui. La perte d'appui pour ce type de ponts est donc possible.

Dans les ponts à travées multiples, les piles intermédiaires (système de contreventement latéral et longitudinal) constituent un élément parasismique par excellence en reprenant la majorité des efforts et en subissant d'importants déplacements. La Figure 1.1 illustre un pont à travées multiples avec un tablier continu sur laquelle on note la présence de culées aux extrémités et de piles intermédiaires. Pour ces ponts, les longueurs d'assise ont moins d'importance puisqu'une perte d'appui menant à l'effondrement est peu probable au niveau des piles de par la continuité du tablier au-delà de ces dernières. En effet, la perte d'appui de ces ponts ne peut survenir qu'aux culées en raison d'un mouvement importants de celles-ci, d'où la pertinence d'une certaine longueur d'assise au niveau des culées. Les ponts à travées multiples avec des tabliers simplement appuyés (discontinus) reprennent le même concept, mais avec l'ajout de joints dans le tablier, en majorité, vis-à-vis les piles. Pour ces ponts, les longueurs d'assise ont

plus d'importance puisqu'une perte d'appui menant à l'effondrement est beaucoup plus probable au niveau des piles et des culées. La perte d'appui pour ce type de ponts est donc possible et une longueur d'assise suffisante doit y être prévue.

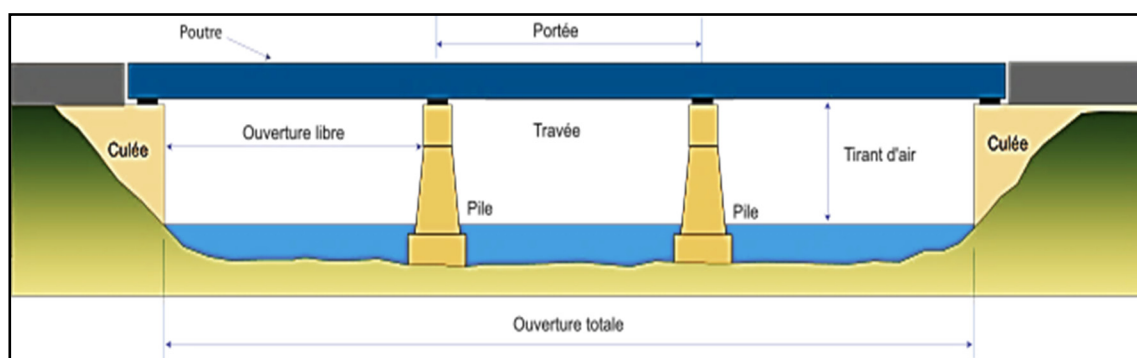


Figure 1.1 Schéma d'un pont à travées multiples continues
Tirée de Wikimedia Commons (2008)

Les conditions d'appui et de retenue des travées des ponts à travée simple simplement appuyée et des ponts à travées multiples simplement appuyées affecteront inévitablement le comportement général du pont en limitant ou permettant les déplacements dans la direction transversale et longitudinale. Cela démontre la répercussion importante que peut avoir le nombre de piles ou de travées. Ainsi, le risque de perte d'appui augmente avec le nombre travées discontinues alors qu'un nombre plus important de piles augmente la redondance en termes de résistance latérale.

Les conditions de site vont nécessairement prescrire le choix de la géométrie structurale du pont et du nombre de piles. La longueur requise pour traverser l'obstacle inférieur et le choix des matériaux pour la construction du pont font en sorte que ce dernier peut se voir intégrer, si requis et selon les portées considérées, une ou plusieurs piles intermédiaires.

La Figure 1.2 montre la répartition du parc de 733 ponts de la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale* (échantillon offert par le *MTQ*) en fonction du nombre de travées. Cette figure montre que 70 % des ponts sont à travée simple et que 30 % sont à travées multiples.

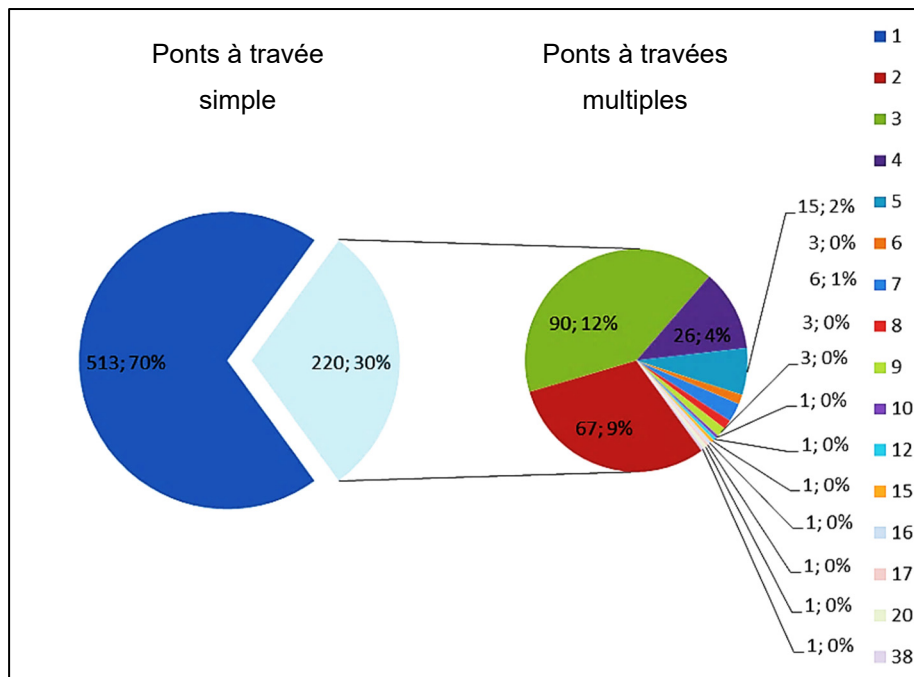


Figure 1.2 Répartition du parc de ponts de la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale* du MTQ selon le nombre de travées

Un des avantages d'un pont à travées multiples consiste à intégrer une redondance longitudinale avec l'ajout d'une ou de plusieurs pile(s), redondance permettant de mieux répartir les efforts advenant la ruine d'un des éléments de contreventement latéral ou longitudinal. Un pont à travée simple est plus vulnérable du point de vue de cet aspect. De même, les tabliers continus offrent une meilleure redondance de par l'hyperstaticité de leurs conditions de retenue alors que la probabilité de perdre le pont augmente si ce sont des travées simplement appuyées, donc discontinues.

Le type de pont par le choix des matériaux entrant dans sa composition affecte le comportement global de l'ouvrage et le type structural différera selon le matériau de construction choisi (bois, béton ou acier). En plus d'offrir des rigidités et des masses assez différentes, des connexions et des assemblages différents mènent évidemment à un comportement distinct. Le matériau de construction est pertinent pour le comportement sismique d'un pont, car il affecte la masse du tablier et la rigidité générale de celui-ci. Par exemple, pour des ponts identiques à l'exception du choix de matériau, un tablier ou une pile en acier sont plus légers qu'un tablier ou une pile

en béton et leurs rigidités respectives sont probablement différentes, offrant donc un comportement tout aussi différent.

La Figure 1.3 représente la répartition d'un parc de 733 ponts de la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale* (échantillon offert par le *MTQ*) selon le type et/ou le matériau choisi pour la construction du tablier. On note que le béton, le bois et l'acier constituent les principaux matériaux alors que les ponts avec un tablier sur poutres occupent une bonne proportion de l'inventaire.

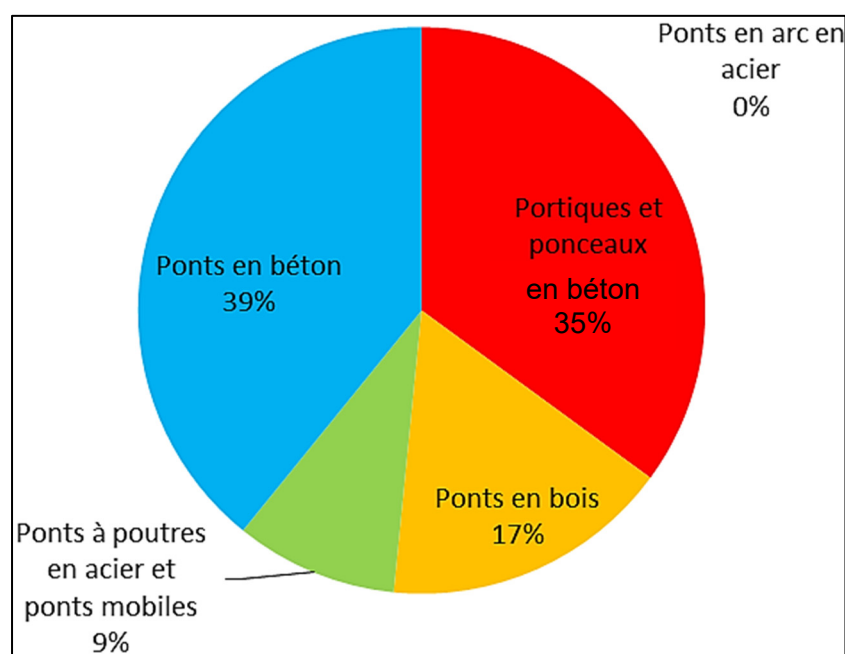


Figure 1.3 Répartition d'un parc de ponts selon le type et le matériau du tablier
Selon la classification des types de structures du Ministère des Transports du Québec (2012b)

1.3 Longueur d'assise minimale et système de retenue latérale

Une des ruptures sévères les plus fréquemment observées lors de séismes majeurs passés (1964 et suivants notamment) est la perte d'appui ou l'effondrement des tabliers de ponts, tel que consigné par la Federal Highway Administration (2015). L'étude des dommages subis par les

ponts lors de séismes passés a montré que la problématique de perte d'appui concerne essentiellement les ponts simplement appuyés à une ou plusieurs travées (Moehle & Eberhard, 2003) et peut entraîner l'effondrement des travées lorsque la longueur d'assise aux appareils d'appui mobiles est insuffisante. La Figure 1.4, tirée de Moehle et Eberhard (2003), représente le résultat d'une perte d'appui de travées multiples simplement appuyées lors du séisme de Niigata en 1964.



Figure 1.4 Effondrement par perte d'appui des travées simplement appuyées du pont Showa lors du séisme de Niigata en 1964
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)

Lors d'un séisme, les mouvements du sol entraînent de grands déplacements des tabliers de ponts (superstructure) notamment dans la direction longitudinale ainsi que dans les directions transversale et verticale. Pour accommoder ces déplacements sismiques, une longueur d'assise suffisante doit être prévue aux appareils d'appui mobiles du tablier (*voir la Figure 1.5*). Il est à noter qu'elle n'inclut pas l'épaisseur du revêtement de béton et que la taille ou la surface de l'appareil d'appui n'intervient pas dans le calcul de la longueur requise d'appui minimale.



Figure 1.5 Localisation d'une longueur d'assise et du système de retenue sur un pont
Tirée de Bohmer Construction (2012)

Cette longueur d'assise doit être efficace pour les séismes mineurs à modérés où les déplacements des tabliers sont peu importants. Les déplacements résultant de séismes plus importants nécessitent une longueur d'assise beaucoup plus grande. Néanmoins, il n'est pas toujours possible de construire une infrastructure surdimensionnée avec de grandes longueurs d'assise en raison de considérations esthétiques et économiques (Xiang et al., 2019).

La longueur d'assise permet le libre déplacement du tablier induit par le séisme. Une trop courte longueur d'assise combinée à un mouvement différentiel des supports peut conduire à une perte d'appui du tablier.

Des limiteurs de déplacements sont parfois utilisés pour prévenir la perte d'appui lorsque les longueurs d'assise sont trop courtes. Il s'agit de systèmes de retenue latérale, voire longitudinale, pour permettre de garder le tablier en place. Ils semblent avoir été efficaces lors des séismes de Loma Prieta et Northridge (Moehle & Eberhard, 2003). Un élargissement des longueurs d'assise, lorsque réalisable, est également envisageable et fort efficace pour prévenir la chute du tablier. La qualité des appareils d'appui peut aussi jouer en faveur d'une meilleure efficacité et permettre à l'ouvrage de rester fonctionnel.

La longueur d'assise doit permettre de reprendre et accommoder les déplacements importants occasionnés lors d'un séisme. Par conséquent, à la suite des observations communes passées, les différentes études ont démontré qu'une longueur d'assise adéquate permet de prévenir des dommages importants et toute conséquence désastreuse d'une perte d'appui de pont, tel que consigné par la Federal Highway Administration (2015). C'est pour cette raison qu'une longueur d'assise minimale, établie sur la base de paramètres géométriques influents, aux culées, aux piles ou aux joints d'articulation en travée est exigée par les codes de conception pour prévenir une perte d'appui des tabliers de ponts.

1.4 Équation de la longueur d'assise minimale

1.4.1 Historique de l'équation

Au-delà des considérations pour accommoder l'expansion thermique et des dispositions d'espace pour la mise en place des appareils d'appui, la première référence à une équation remonte au début des années 1980. Les premières équations empiriques de la longueur requise d'assise minimale, N , ont été proposées par la norme *ATC-6* en 1981 (Applied Technology Council, 1981) pour contrer la perte d'appui et l'effondrement des tabliers. L'équation (1.1) et l'équation (1.2) ont été développées sur la base des observations faites à la suite de plusieurs séismes qui ont eu lieu dans les années 1960-1970, pour les ponts en site ou zone sismique A et B et pour les ponts en site ou zone sismique C et D respectivement. Ces équations empiriques

donnent la longueur d'assise minimale pour les tabliers en fonction de la longueur du tablier, L , et de la hauteur d'une pile, H .

Ce n'est qu'en 1992 que l'équation (1.1) et l'équation (1.2) ont été introduites dans la norme *AASHTO* (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1992). Les anciennes versions de la norme *AASHTO* ne tenaient pas compte de la possibilité de la perte d'appui. En 1996, un facteur d'amplification $(1 + 0,000125 \times S^2)$ a été introduit dans l'équation pour tenir compte du biais, S , du pont (*voir* équation (1.3) et équation (1.4)) (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1996).

En 2002, une dernière modification est introduite dans la norme *AASHTO* (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2002). En plus de recommander de prendre la plus élevée des valeurs de déplacement du tablier aux appareils d'appui mobiles données par l'analyse linéaire, un pourcentage de l'équation empirique (N) représentée par l'équation (1.5) doit être considéré. Ce pourcentage est fonction de la zone sismique, du coefficient d'accélération et du type de sol et peut être de 50 %, 100 % ou 150 %.

Au Canada, la première référence à une possible perte d'appui a été introduite dans le code *CAN/CSA-S6-1988*. L'équation ne faisait pas partie du code, mais une référence pointait au document contenant la formule proposée par la norme *ATC-6* (Applied Technology Council, 1981). En 2000, le code *CAN/CSA-S6-2000* a adopté l'équation proposée par la norme *AASHTO* de 1996 (American Association of State Highway and Transportation Officials, 1996). C'est dans l'édition 2006 que le code *CAN/CSA-S6-2006* adopte l'équation empirique actuelle de la longueur d'assise minimale, N , (*voir* équation (1.6)) basée sur la norme *AASHTO* de 2002 (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2002).

Le Tableau 1.1 présente, avec les équations (1.1) à (1.5), l'évolution de l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N , de l'appui en millimètres (mm) ou L est la longueur du tablier d'un joint à l'autre en mètres (m) ou en millimètres (mm) (selon la version du code), H

est la hauteur d'une pile en mètres (m) ou en millimètres (mm) (selon la version du code) et S est l'angle entre l'axe du tablier et celui de l'appui en degrés (°).

Tableau 1.1 Évolution de l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N

Année	Source	Zone sismique Coefficient d'accélération Type de sol	Équation	
1981	ATC-6	A et B	$N = (203 + 1,67 \times L + 6,66 \times H)$	(1.1)
1992	AASHTO	C et D	$N = (305 + 2,5 \times L + 10 \times H)$	(1.2)
1988	CSA-S6			
1996	AASHTO	A et B	$N = (203 + 1,67 \times L + 6,66 \times H) \times (1 + 0,000125 \times S^2)$	(1.3)
2000	CSA-S6	C et D	$N = (305 + 2,5 \times L + 10 \times H) \times (1 + 0,000125 \times S^2)$	(1.4)
2002 2006	AASHTO CSA-S6	50%/100%/150%	$N = (200 + 0,0017 \times L + 0,0067 \times H) \times (1 + 0,000125 \times S^2)$	(1.5)

1.4.2 Équation du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6)

À ce jour, toujours dans l'optique d'éviter la perte d'appui des tabliers de ponts et leur effondrement lors de séismes, le *Code canadien sur le calcul des ponts routiers CAN/CSA-S6-2019* exige de prévoir une longueur d'assise minimale, N , aux appareils d'appui mobiles du tablier. La longueur d'assise minimale, N , est mesurée perpendiculairement à la face de la culée ou de la pile (exclusion faite du recouvrement de béton) et est déterminée à l'aide de l'équation empirique (1.6) :

$$N = K \left[200 + \frac{L}{600} + \frac{H}{150} \right] \left[1 + \frac{\psi^2}{8000} \right] (mm) \quad (1.6)$$

Où K est un coefficient de modification variant de 0,5 à 1,5 en fonction de la catégorie de performance sismique comme indiqué au Tableau 1.2 tiré du code de conception; L représente la longueur (en mm) des travées jusqu'au joint de tablier adjacent ou jusqu'à l'extrémité du tablier (*voir* la section 1.5.2 et la Figure 1.6); H représente, pour les culées, la hauteur moyenne (en mm) des poteaux qui supportent le tablier du pont jusqu'au joint de tablier suivant ainsi que, pour les poteaux ou les piles, la hauteur (en mm) du poteau ou de la pile (*voir* la section

1.5.1 et la Figure 1.6) et Ψ indique le biais du tablier à l'appui (en degrés) mesuré à partir d'une ligne perpendiculaire à l'axe longitudinal de la travée (voir la section 1.5.3 et la Figure 1.7). À noter que les valeurs associées au coefficient K correspondent aux pourcentages d'augmentation recommandés en 2002 par l'AASHTO (voir la section 1.4.1).

Tableau 1.2 Coefficient de modification, K
Tiré du CAN/CSA-S6-2019

Catégorie de performance sismique	Coefficient de modification, K
1	0,5
2	1,0
3	1,5

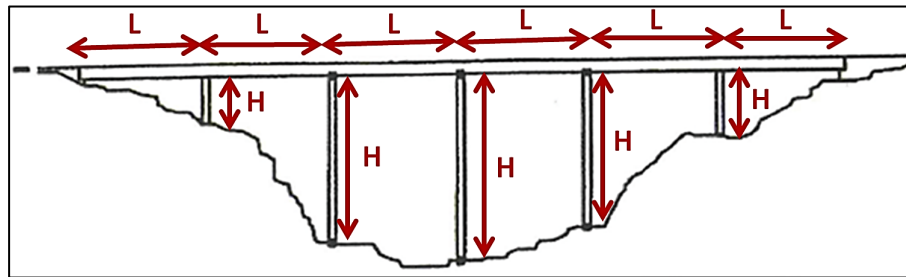


Figure 1.6 Positionnement des longueurs des travées et des hauteurs des piles ou poteaux
Adaptée de Gouider (2011)

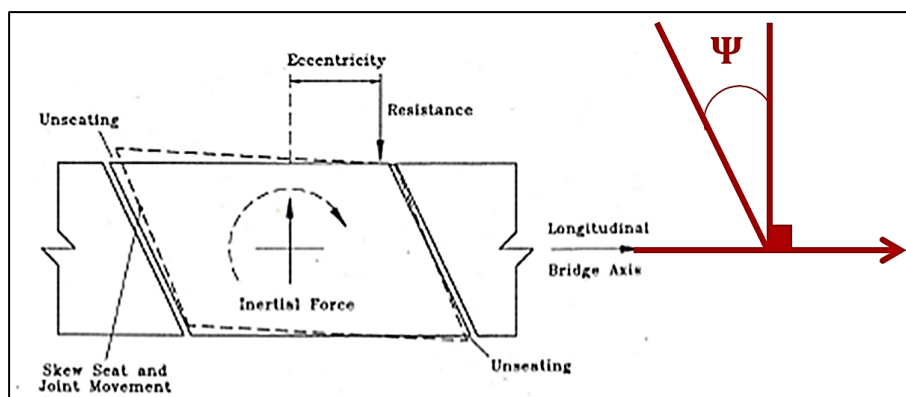


Figure 1.7 Mise en évidence de l'angle de biais d'un tablier
Adaptée de Priestley et al. (1996)

Ces considérations géométriques pour le calcul de la longueur d'assise minimale réduisent la complexité de la procédure de conception parasismique puisque des analyses dynamiques complexes ne sont pas requises dans beaucoup de cas selon la catégorie de performance du pont et de son importance.

1.4.3 Autres équations internationales actuelles

La longueur d'assise minimale est une des premières considérations dans la conception parasismique des ponts et elle a été largement spécifiée dans les codes modernes de conception des ponts. Différents codes dans différents pays adoptent des principes différents pour déterminer la longueur d'assise minimale en fonction de divers facteurs influents, tels que les risques et les demandes sismiques, les configurations et les tailles structurelles, les conditions du site, etc.. Les paragraphes suivants résument les spécifications des codes concernant la longueur d'assise minimale pour les ponts routiers selon l'*AASHTO*, le *CALTRANS*, le *JRA* et le *CEN*.

a) American Association of State Highway and Transportation Officials (*AASHTO*)

L'*AASHTO* (American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010, 2011, 2012, 2014, 2017, 2020) considère la zone, voire la demande, sismique et différents paramètres géométriques. Pour les zones sismiques de faible à modérée (*A*, *B* et *C*), la longueur d'assise minimale est déterminée en fonction de la longueur des travées, de la hauteur des piles et du biais selon les équations empiriques proposées à l'équation (1.7) pour un site dans une zone sismique *A* avec $A_s < 0,05$, à l'équation (1.8) pour un site dans une zone sismique *A* avec $A_s \geq 0,05$ et à l'équation (1.9) pour un site dans une zone sismique *B* ou *C* ou pour un site dans une zone sismique *D* pour les ponts à une travée simple.

$$N = 0,75 \times (20,32 + 0,02L + 0,08H) \times (1 + 0,000125 \times S^2) \text{ (cm)} \quad (1.7)$$

$$N = 1,0 \times (20,32 + 0,02L + 0,08H) \times (1 + 0,000125 \times S^2) \text{ (cm)} \quad (1.8)$$

$$N = 1,5 \times (20,32 + 0,02L + 0,08H) \times (1 + 0,000125 \times S^2) \text{ (cm)} \quad (1.9)$$

Où A_s est un coefficient d'accélération du site, L est la longueur du tablier adjacent aux joints d'expansion (cm), H est la hauteur moyenne des piles (cm) et S est l'angle du biais mesuré à partir de la normale de la travée ($^\circ$). Ces équations sont basées sur des paramètres géométriques.

Par contre, à l'équation (1.10) pour une zone à sismicité élevée, soit un site dans une zone sismique D excluant les ponts à une travée simple, la demande en déplacements sous les séismes de conception de la membrure la plus flexible est utilisée pour le calcul de la longueur d'assise minimale.

$$N = (20,32 + 4,19 \Delta_{eq}) \times (1 + 0,000125 \times S^2) \geq 61 \text{ (cm)} \quad (1.10)$$

Où Δ_{eq} est le déplacement de la membrure la plus flexible (cm). Ceci indique donc qu'une analyse statique linéaire, voire idéalement dynamique non linéaire, est requise pour déterminer la longueur d'assise minimale et qu'elle peut être plus petite que le résultat qui est obtenu par la formule empirique de l'équation (1.9). En effet, les formules empiriques prévoient généralement des estimations plus conservatrices pour la longueur d'assise minimale, bien que l'équation (1.10) soit aussi en partie formulée sur une base empirique. Cette dernière serait donc un peu plus précise et rigoureuse.

b) California Department of Transportation (CALTRANS)

Le *CALTRANS* (California Department of Transportation, 2008, 2013), ciblé pour les ponts californiens, recommande pour la longueur d'assise minimale une formulation similaire à l'équation (1.10) de l'*AASHTO*. Cependant, l'équation du *CALTRANS* combine la demande sismique de deux membrures adjacentes pour calculer la longueur d'assise minimale à un joint d'expansion en travée alors que l'équation de l'*AASHTO* considère seulement la demande de la membrure la plus flexible multipliée par un facteur de 4,19. Le biais est également considéré dans le choix de l'équation. Pour cause, l'équation (1.11) est utilisée pour les ponts droits alors que l'équation (1.12) est utilisée pour les ponts avec biais.

$$N = \Delta_{eq} + 10,16 \text{ (cm)} \quad (1.11)$$

$$N = \frac{(\Delta_{eq} + 10,16)}{\cos \theta} \text{ (cm)} \quad (1.12)$$

Où θ est l'angle du biais ($^\circ$) et Δ_{eq} est la demande relative en déplacements longitudinaux (cm) (aux culées d'extrémité, un déplacement nul de la culée est considéré). Le *CALTRANS* spécifie aussi que la longueur d'assise minimale est de 61 cm et 76 cm pour un joint d'expansion en travée et pour une culée d'extrémité, respectivement, valeurs pour lesquelles il faut ajouter les déformations additionnelles en fonction du temps pour déterminer la longueur d'assise finale de conception telles que les déformations thermiques, de fluage, de retrait et de précontrainte. Ces équations, comme les suivantes, sont moins empiriques puisqu'elles sont basées sur un déplacement additionné d'une dimension minimale. Il est à noter que cette équation, comme les précédentes et les suivantes, ne tient pas compte de la largeur du pont, et ce, même si l'effet du biais est amplifié pour les ponts plus larges, où, sous une même rotation, il y a plus de déplacement aux extrémités.

c) **Japan Road Association (JRA)**

Le code japonais de la Japan Road Association (2002) prévoit une approche plus rigoureuse pour ses exigences pour la longueur d'assise minimale. Il considère des paramètres plus influents incluant la demande en déplacement sismique, la déformation sismique du sol, l'alignement en termes de biais et de courbure, la liquéfaction du sol et la longueur des travées. Depuis que la perte d'appui, induite par des mouvements transversaux et d'intense liquéfaction du sol, a été observée lors de séismes passés au Japon, ces effets ont été introduits lors des différentes mises à jour du code pour le calcul de la longueur d'assise minimale. La déformation sismique du sol, telle qu'elle est incluse dans le code japonais, représente la déformation sismique du sol le long de l'axe de la travée, ce qui peut représenter une partie importante des longueurs d'assise minimale dans les cas des ponts avec de longues portées et des conditions de site complexes. Pour les ponts droits, la longueur d'assise minimale, S_E , est donnée par l'équation (1.13).

$$S_E = \varepsilon_G \times L + u_G \geq S_{EM} = 70 + 0,005 \times l \text{ (cm)} \quad (1.13)$$

Où ε_G est la déformation sismique du sol allant de 0,0025 à 0,005, L est la distance (cm) entre deux infrastructures (unités de fondation), u_G est la demande maximale en déplacement sismique (cm) en considérant la liquéfaction du sol, S_{EM} est le minimum de longueur d'assise requise (cm) et l est la longueur des travées (cm).

Pour les ponts en biais, la longueur d'assise minimale ($S_{E\theta}$) est donnée par l'équation (1.14).

$$S_{E\theta} = \frac{L_\theta}{2} \times [\sin \theta - \sin(\theta - \alpha_E)] \text{ (cm)} \quad (1.14)$$

Où L_θ est la longueur de la superstructure continue (cm), θ est l'angle du biais (°) et α_E est minimalement de 5° lequel est le seuil de l'angle de rotation de perte d'appui (°).

Pour les ponts courbes, la longueur d'assise minimale ($S_{E\varphi}$) est donnée en fonction de l'angle de courbure de la superstructure continue, φ (°), par l'équation (1.15).

$$S_{E\varphi} = (70 + 0,005 \times \varphi) \times \frac{\sin \varphi}{\cos(\frac{\varphi}{2})} + 30 \text{ (cm)} \quad (1.15)$$

Le code spécifie également un seuil de 70 cm pour les longueurs d'assise minimale pour les ponts en biais et courbes.

d) Comité Européen de Normalisation (CEN)

Un effet du même type que la déformation sismique du sol est également considéré dans l'*Eurocode 8* pour calculer la longueur d'assise minimale. Ce code du Comité Européen de Normalisation (2012) réfère plutôt à la variation spatiale des mouvements du sol en plus de considérer la demande sismique et la longueur des travées. Il est également précisé dans l'*Eurocode 8* que les longueurs d'assise minimale au niveau des joints mobiles sont mises en

œuvre pour assurer le fonctionnement normal des appareils d'appui sous des déplacements sismiques extrêmes. L'équation (1.16) est utilisée au niveau des joints mobiles aux culées d'extrémité, l'équation (1.17) est utilisée au niveau des joints mobiles en travée et l'équation (1.18) est utilisée au niveau des joints mobiles aux piles intermédiaires.

$$l_{ov} = l_m + d_{eg} + d_{es} \text{ où } d_{eg} = \varepsilon_e \times L_{eff} \leq 2 \times d_g \text{ et } \varepsilon_e = \frac{2 \times d_g}{L_g} \text{ (cm)} \quad (1.16)$$

Où la longueur d'assise au niveau des joints mobiles aux culées d'extrémité (l_{ov}) est fonction de l_m qui est une longueur d'assise minimale assurant une transmission sécuritaire de la réaction de la charge verticale et qui n'est pas inférieure à 40 cm, de d_{eg} qui est le déplacement sismique du sol induit par la variation spatiale des mouvements du sol (cm), de d_{es} qui est la demande effective de déplacement sismique (cm), de L_{eff} qui est la longueur effective du tablier (cm), de L_g qui est la distance au-delà de laquelle les mouvements du sol peuvent être considérés comme complètement non corrélés (cm) et de d_g qui est le déplacement du sol de conception (cm).

$$l_{ov} = \sqrt{l_{ov1}^2 + l_{ov2}^2} \text{ (cm)} \quad (1.17)$$

Où la longueur d'assise au niveau des joints mobiles en travée (l_{ov}) est fonction de l_{ov1} et l_{ov2} (cm) qui sont les longueurs d'assise minimale calculées pour les deux structures adjacentes en utilisant l'équation (1.16).

$$l_{ov} = l_{ov0} + D_p \text{ (cm)} \quad (1.18)$$

Où la longueur d'assise au niveau des joints mobiles aux piles intermédiaires (l_{ov}) est fonction de la longueur d'assise l_{ov0} (cm) qui est calculée en utilisant l'équation (1.16) et de D_p qui est le déplacement sismique maximal au haut de la pile intermédiaire pour le séisme de conception (cm).

Le code recommande aussi un seuil de 40 cm pour les longueurs d'assise minimale pour les ponts pour maintenir la transmission sécuritaire des réactions verticales aux appareils d'appui.

1.5 Paramètres géométriques influents

Au Québec, aucun pont n'a été soumis à un séisme du niveau de conception. Pour jeter un œil critique sur la vulnérabilité des ponts existants face à la perte d'appui, il est nécessaire de réaliser une étude paramétrique avec des analyses non linéaires. Il requiert d'abord de mieux comprendre ce en quoi les paramètres géométriques consistent afin de bien étudier et évaluer leur influence sur le comportement de l'ouvrage.

1.5.1 Hauteurs des piles et irrégularités en élévation

L'ANNEXE I (p.207) présente plusieurs informations complémentaires quant au système de contreventement latéral (piles et poteaux), dont les principales caractéristiques, propriétés et défaillances. Bien que le dimensionnement d'un tel système soit essentiel dans l'achèvement du projet de recherche, seulement sa hauteur est discutée dans cette section-ci.

Afin de calculer la longueur d'assise minimale selon l'équation (1.6) présentée plus haut, le *CAN/CSA-S6-2019* détermine le paramètre H (en mm) comme étant, pour les culées, la hauteur moyenne des poteaux qui supportent le tablier du pont jusqu'au joint de tablier suivant; pour les poteaux ou les piles, la hauteur du poteau ou de la pile; pour les articulations comprises dans une travée, la hauteur moyenne de deux poteaux ou piles adjacents et; pour les ponts à une seule travée indépendante, 0,0 mm.

On note qu'à la culée d'un pont à travées multiples, la hauteur sélectionnée fera état des poteaux jusqu'au prochain joint de tablier. La considération n'est pas la même selon qu'il s'agisse d'un pont à travées simplement appuyées ou continues. De plus, on parle de hauteur moyenne pour les longueurs d'assise aux culées et dans une travée, ceci amène la réflexion quant aux conséquences que peuvent avoir une irrégularité en élévation.

La hauteur influence la rigidité des colonnes et, par conséquent, les déplacements que ces dernières peuvent induire. Les ponts à travées multiples sont souvent composés de colonnes ou piles de hauteurs variables en fonction de la topographie du site. Cette forme d'irrégularité est très commune et survient lorsque des colonnes ou des piles de hauteurs différentes et non uniformes sont nécessaires pour traverser un terrain vallonné (Moehle & Eberhard, 2003) (voir la Figure 1.8). Il y a donc une variation importante, parfois brusque, dans la rigidité, donc de la réponse, des éléments de l'infrastructure du pont, ce qu'on nomme ici une « irrégularité verticale » (Association canadienne de normalisation, 2019). La plastification et les demandes en déformation de chacune des colonnes ou des piles diffèrent et les contraintes les plus importantes sont imposées aux colonnes les plus rigides, généralement les plus petites. Ainsi, la demande en déformation des colonnes plus courtes peut entraîner leur défaillance avant que les colonnes adjacentes plus longues, donc plus flexibles, puissent participer activement (Moehle & Eberhard, 2003). Ceci est aussi valable pour une construction intégrale (continuité entre la superstructure et les piles) ou pour des joints prévus seulement aux culées ou aux extrémités des segments continus des tabliers, comme sur l'exemple de la Figure 1.8a).

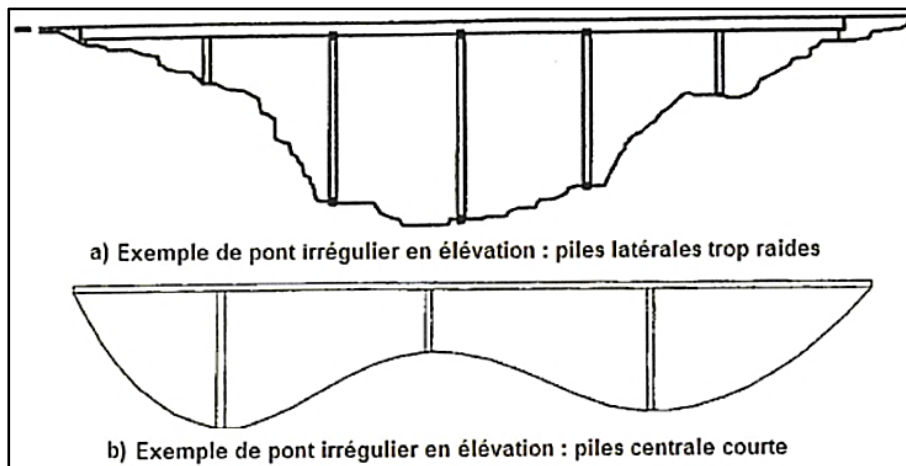


Figure 1.8 Exemples de ponts irréguliers en élévation
Tirée de Gouider (2011)

La Figure 1.9a) suivante montre un exemple de piles composées d'une seule colonne, colonnes variant en hauteur dépendamment de l'élévation de la route et du niveau du sol, alors que la Figure 1.9b) montre la conséquence d'une telle irrégularité.

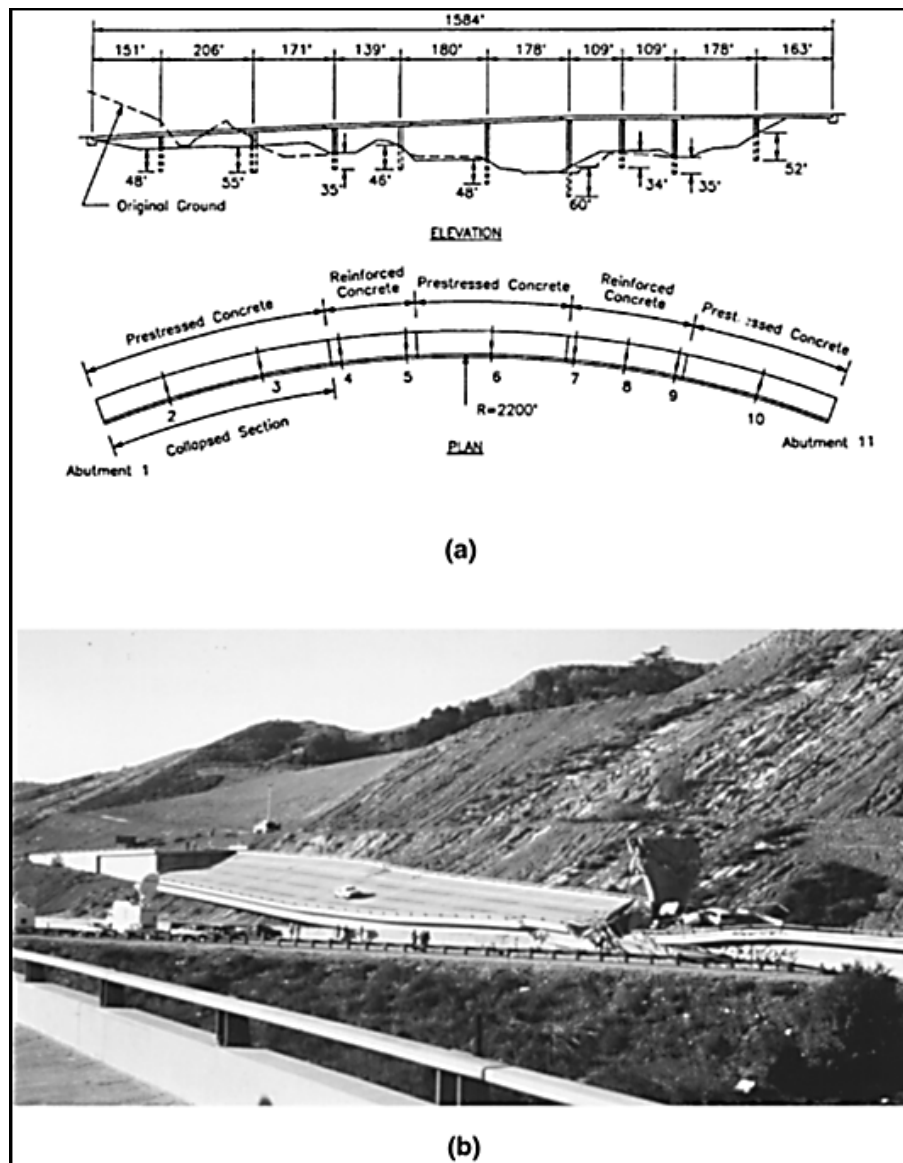


Figure 1.9 (a) Configuration géométrique et
(b) photographie de l'effondrement du pont de la
Route 14/5 à la suite du séisme de 1994 à Northridge
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)

De manière générale, parallèlement aux irrégularités présentées, la vulnérabilité des ponts augmente dans le cas des ponts ayant un tablier plus surélevé par rapport au niveau du sol. Les sollicitations à la base des piles et les déplacements sont plus critiques et importants.

1.5.2 Longueurs des travées et irrégularités en plan

Pour le calcul de la longueur d'assise minimale selon l'équation (1.6) présentée plus haut, le *CAN/CSA-S6-2019* définit le paramètre L comme étant la longueur (en mm) du tablier du pont jusqu'au joint de tablier adjacent ou jusqu'à l'extrémité du tablier (*voir* la Figure 1.10). Pour les articulations comprises dans une travée, L est la somme des distances de chaque côté de l'articulation alors que pour les ponts d'une seule travée, L est la longueur du tablier du pont.

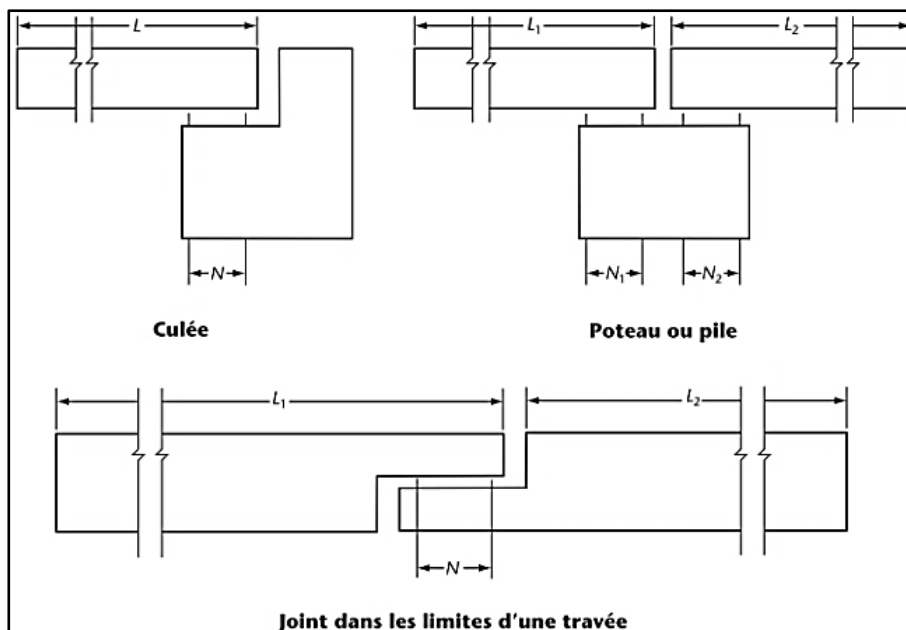


Figure 1.10 Dimensions relatives des longueurs nécessaires d'assise minimale
Tirée du *CAN/CSA-S6-2019*

Ainsi, la longueur L pour un pont à travée simple s'établit facilement, mais la résolution est plus complexe pour les ponts à travées multiples, qu'ils soient à travées simplement appuyées ou continues. En effet, ceux-ci doivent combiner plus d'une travée pour le calcul d'une longueur d'assise à une articulation mobile.

Un pont à travées multiples est jugé comme ayant, par ce qu'on nomme ici, une « irrégularité en plan » lorsqu'il y a une variation importante et brusque de la longueur de deux travées

adjacentes (Association canadienne de normalisation, 2019). Il y a asymétrie par rapport à l'axe central (plan transversal vertical) du pont dans les longueurs de travée comme en témoigne la Figure 1.11.

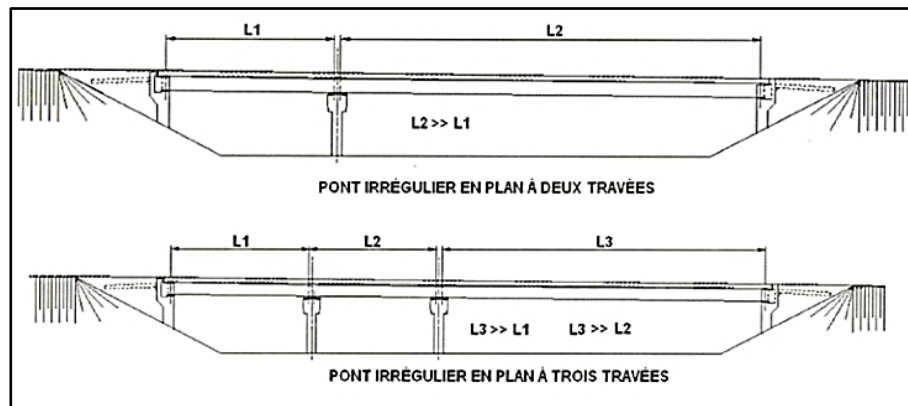


Figure 1.11 Exemples de deux ponts irréguliers en plan
Tirée de Gouider (2011)

Les déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles sont liés à la sollicitation sismique, donc à l'accélération qui, elle, est liée à la masse du tablier. Ainsi, la longueur influence la masse des tabliers et, par conséquent, les déplacements que ces derniers peuvent subir. Selon certaines conditions de retenue et configurations des appareils d'appui, plus la portée est longue, plus la masse et la sollicitation sismique sont importantes et donc plus les déplacements sont grands. Il existe donc un lien direct entre l'intensité des déplacements ou des efforts sismiques induits aux piles et la masse de la superstructure que ces piles supportent. Comme la quasi-totalité de la masse supportée par une pile provient des travées qu'elles supportent, les piles d'un pont présentant une irrégularité en plan peuvent atteindre leur limite de résistance aux charges sismiques d'une façon non synchronisée (Gouider, 2011). En conséquence, la structure peut présenter des problèmes de torsion ainsi que des différences dans la réponse structurale des différentes piles. De même, en cas de rotation, plus les travées sont longues plus les rotations aux appareils d'appui sont importantes.

1.5.3 Biais

Enfin, selon le *CAN/CSA-S6-2019*, le calcul de la longueur d'assise minimale inclut le paramètre Ψ qui représente le biais du tablier à l'appui mesuré en degrés ($^{\circ}$) à partir d'une ligne perpendiculaire à l'axe longitudinal de la travée. Le biais est habituellement défini par l'angle entre l'axe longitudinal du pont (ou la direction des poutres) et une ligne perpendiculaire à l'axe des appareils d'appui (ou de la face de la culée). Un pont droit a donc un « biais » de 0° alors qu'un pont en biais peut voir ce biais varier de 0 à 60° , voire plus, selon les considérations géométriques in situ pour la conception du pont. Selon le *CAN/CSA-S6-2019*, un pont régulier possède un biais de 20° maximum après quoi il est considéré comme irrégulier. La Figure 1.12 montre un exemple de pont en biais.



Figure 1.12 Présence d'un biais sur un pont
Tirée de Anonyme (2010)

Les ponts en biais, à la suite de la rotation importante de la travée sur des longueurs d'assise trop courtes, et les ponts courbes, à la suite d'une réponse asymétrique lorsque les longueurs d'assise sont trop courtes, peuvent aussi subir une perte d'appui. Bien que les ponts courbes ne soient pas étudiés dans le cadre de ce projet de recherche, ils consolident, avec les ponts en biais, l'idée prépondérante concernant la vulnérabilité structurale d'un pont possédant une

courte longueur d'assise. Le schéma à la Figure 1.13 illustre l'amplification des effets liés au biais sur la longueur d'assise dans les coins aigus des travées.

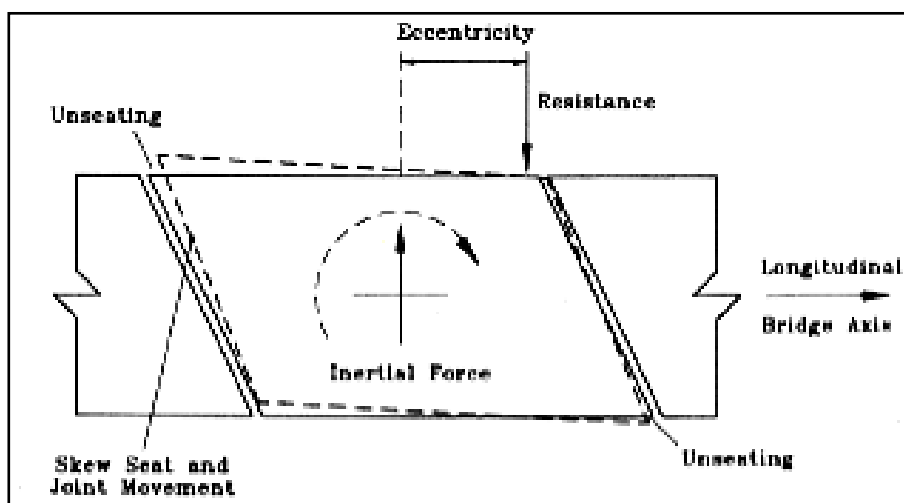


Figure 1.13 Effet amplifié relié au biais des travées
Tirée de Priestley et al. (1996)

La présence d'un biais influence la vulnérabilité structurale d'un pont. En effet, le biais peut entraîner des rotations non considérées lors de la conception, rotations qui augmentent certains déplacements du tablier et qui peuvent causer une perte d'appui à la suite d'une réponse asymétrique lorsque les longueurs d'assise sont trop courtes. Des travaux de recherche ont démontré que la demande en rotation du tablier du pont est grandement influencée par le biais. Les résultats de ces travaux ont mis en évidence une augmentation de la vulnérabilité des ponts en biais résultant du mouvement rotationnel du tablier (Kaviani et al., 2012; Mallick & Raychowdhury, 2015). Les ponts avec un petit biais (presqu'à géométrie droite) sont moins vulnérables que ceux avec un biais plus grand (Omranian et al., 2018). Ainsi, le système de pont devient vulnérable plus l'angle du biais augmente (Yang et al., 2015) et le potentiel d'effondrement du pont en est également augmenté (Kaviani et al., 2012). L'effet du biais, dans l'équation (1.6), est présenté comme un facteur d'amplification.

1.6 Rapport m / k

D'autre part, Trochalakis et al. (1997) ont conduit une étude paramétrique sur le comportement sismique des ponts qui considère la rigidité et la masse des ponts, la résistance et la rigidité des culées, la rigidité du système de retenue ainsi que l'ouverture des joints. Leurs résultats ont démontré que les déplacements relatifs entre les culées et le tablier dépendent essentiellement de la rigidité et du poids du pont. Les auteurs ont proposé une méthode pour déterminer la longueur d'assise aux joints des culées en calculant les déplacements relatifs entre les culées et le tablier ($MRAD$) à l'aide de l'équation (1.19) suivante :

$$MRAD = ARS \times \left(\frac{\sum W}{\sum K} \right) \quad (1.19)$$

Où :

- ARS = accélération spectrale (en g) correspondant à la période fondamentale, T
- $\sum W$ = somme des masses du pont
- $\sum K$ = somme des rigidités du pont dans la direction considérée (longitudinale ou transversale)

Cette formulation est une combinaison adaptée de la deuxième loi de Newton (Force (N) = masse (kg) X accélération (m/s^2)) et de la définition de la rigidité (Rigidité (N/m) = Force appliquée (N) / déformation ou déplacement de la structure (m)). Le déplacement équivalent de la structure (Δ en m) s'exprime donc :

$$\Delta = \frac{F}{k} = \frac{m \times a}{k} \quad (1.20)$$

Où :

- F = force appliquée (N)
- k = rigidité fissurée de la structure inélastique (N/m)
- m = masse de la structure (kg)
- a = accélération (m/s^2)

L'accélération étant directement imputable à la sollicitation ou à la demande sismique qui est appliquée à la structure, il est ainsi plus aisé d'évaluer la réponse structurale en exprimant les résultats en fonction du rapport m / k . Pour cause, comme discuté précédemment, la longueur des travées et la hauteur des colonnes influencent directement la masse du pont et la rigidité de celui-ci. Il s'agit de traduire des paramètres géométriques « arbitraires » en paramètres caractérisant directement le comportement de l'ouvrage.

1.7 Période de vibration

Par ailleurs, Hao (1998) présente les résultats d'une étude paramétrique sur la longueur d'assise requise pour les tabliers de pont durant un séisme en considérant la fréquence de vibration du pont, la portée des travées, l'amortissement et les paramètres de mouvement du sol. Il conclut que le déplacement différentiel des travées dépend fortement du déplacement du sol (fréquence fondamentale du pont coïncidant avec la fréquence de déplacement du sol) et de la différence des propriétés vibratoires de deux travées adjacentes. Surtout, la longueur requise d'assise dépend de la période de vibration du pont, des conditions du site et de l'intensité du mouvement du sol. Il requiert de rappeler l'équation d'une période fondamentale de vibration à l'équation (1.21) suivante :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1.21)$$

Où :

- T = période fondamentale de vibration (s) dans la direction considérée (longitudinale ou transversale)
- m = masse de la structure (kg)
- k = rigidité de la structure (N/m) dans la direction considérée (longitudinale ou transversale)

Cette équation considère le rapport m / k pour lequel il a été démontré sa forte corrélation pour définir le comportement sismique d'un pont en termes de déplacements relatifs entre les culées et le tablier.

1.8 Sol, culées, fondations et déphasage

Le type de sol porteur peut être, surtout lors de grande portée, d'une nature distincte à différentes localisations le long de l'ouvrage et s'y comporter de manière divergente. De plus, s'il est sujet à des glissements de terrain, à une liquéfaction et/ou à une amplification des ondes sismiques, cela peut mener à des mouvements asynchrones sur le pont. Sa nature possède ainsi le potentiel d'affecter le comportement de l'ouvrage, donc la vulnérabilité structurale. De même, à cause d'une longueur d'emprise plus importante et de l'hétérogénéité du sol porteur le long du pont, une sollicitation non synchronisée des piles d'un pont à travées multiples peut survenir dû à la variation spatiale et temporelle dans les mouvements du sol. Il en résulte de plus grands déplacements ainsi qu'une éventuelle et probable perte d'appui.

Le *CAN/CSA-S6-2019* spécifie que la longueur d'assise minimale doit accommoder les déplacements sismiques résultant de la réponse non linéaire globale de la structure du pont ainsi que de possibles mouvements indépendants de différentes parties de l'infrastructure. Ces mouvements relatifs sont dus à des effets qui ne sont pas toujours inclus facilement dans les procédures d'analyse, notamment l'interaction sol-structure, mais qui doivent être considérés pour déterminer les déplacements de conception. Selon le *CAN/CSA-S6-2019*, ils incluent :

- Les déplacements de torsion des tabliers de pont sur des supports en biais;
- La rotation et/ou les déplacements latéraux des fondations;
- Les déplacements déphasés des différents segments du pont;
- La rotation déphasée des culées et des colonnes induite par les ondes sismiques.

La littérature actuelle donne une bonne estimation des déplacements différentiels possibles entre les colonnes et les culées quand un pont est sujet à un séisme. L'ordre de grandeur du mouvement des culées peut atteindre 200 mm (Elms & Martin, 1979; Richards & Elms, 1977, 1979; Wood & Elms, 1990). Werner et al. (1977, 1979) donnent des indications sur les effets des ondes sismiques sur les réponses de certains ponts. Ces données ont guidé la rédaction des exigences de conception parasismiques, dont celle du *CAN/CSA-S6-2019*, pour tenir compte du comportement des culées, des fondations et du déphasage dans l'équation (1.6).

1.9 Sommaire

Tous les paramètres géométriques structuraux jugés importants par les études antérieures et établissant la vulnérabilité structurale d'un pont quant à une possible perte d'appui ont été ciblés, présentés et expliqués en détail dans les sections précédentes. Ils permettent de baliser l'étendue du projet de recherche tout en mettant en lumière leur impact respectif sur le comportement d'un pont. Le CHAPITRE 3 présente de manière plus exhaustive l'intégration de tous les paramètres ciblés dans la matrice d'expérimentation. Ainsi, selon le nombre de piles et de travées et selon les conditions de retenue, divers paramètres géométriques sont mis de l'avant, dont la longueur des travées et les irrégularités en plan, la hauteur des piles et les irrégularités en élévation ainsi que le biais du tablier. De plus, d'autres paramètres structuraux liés au comportement mécanique de l'ouvrage sont évoqués, dont le type de ponts et de matériaux ainsi que notamment la rigidité et la masse, et donc la période de vibration.

CHAPITRE 2

DÉFINITION, DÉVELOPPEMENT ET APPLICATION DES COURBES DE FRAGILITÉ

Ce chapitre présente l'ensemble du processus de développement et d'application des courbes de fragilité dans le contexte du projet de recherche. Cela commence par la définition d'une courbe de fragilité sismique pour se terminer avec une série d'équations nécessaires à l'étude statistique pour le développement d'une courbe de fragilité et l'illustration de son utilisation dans des applications concrètes. Les états limites de dommages sont aussi définis.

2.1 Introduction

L'utilisation des courbes de fragilité est un outil décisionnel de plus en plus populaire dans l'évaluation du risque sismique. Une courbe de fragilité est une représentation graphique de la réponse structurale d'un pont donnant la probabilité (P_f) d'atteindre ou de dépasser différents niveaux de dommage en lien avec la capacité structurale (C) (reliée à un paramètre d'ingénierie tiré d'analyse ou d'observation, par exemple : facteurs de ductilité, déplacements, etc.) en fonction de la mesure de la demande sismique (D) (reliée à une mesure de l'intensité du séisme, par exemple : PGA , S_a , S_d , Magnitude, etc.). La Figure 2.1 montre une représentation graphique de courbes de fragilité pour quatre niveaux différents de dommages.

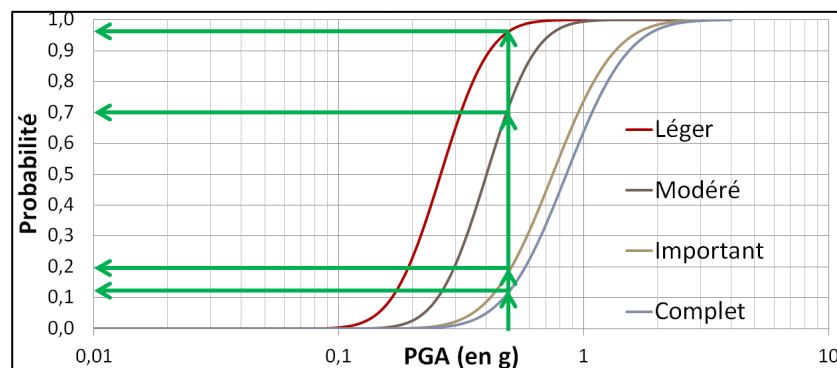


Figure 2.1 Exemple type d'une courbe de fragilité pour quatre niveaux de dommages

Pour une intensité donnée, il est possible d'estimer la probabilité d'atteindre un des niveaux de dommage. Par exemple, à une accélération maximale au sol (PGA) de 0,5 g, environ 95 % des ponts présentent des dommages légers, 70 % des dommages modérés, 20 % des dommages importants et environ 12 % des dommages complets.

2.2 Développement des courbes de fragilité

Le développement des courbes de fragilité peut se faire selon cinq méthodes (Nielson, 2005; Padgett, 2007; Suescun, 2010; Tavares, 2012) : (i) basées sur l'opinion d'experts, (ii) empiriques, (iii) analytiques basées sur une réponse spectrale élastique (ou linéaire), (iv) analytiques basées sur une analyse statique non linéaire (ou inélastique) par poussées incrémentales (« *pushover curves* ») et (v) analytiques basées sur une analyse dynamique non linéaire (ou inélastique) temporelle (de type « *time history* »).

2.2.1 Courbes de fragilité basées sur l'opinion d'experts

Ces courbes de fragilité ont l'avantage d'être basées sur l'expérience et sur le point de vue rigoureux de nombreux experts dans le domaine de la vulnérabilité sismique des ponts. L'étude *ATC-13* par l'Applied Technology Council (*ATC*) réalisée en 1985 (étude utilisée ensuite pour l'étude *ATC-25* de 1991) fait état de données pour l'estimation des dommages à la suite d'un séisme en Californie. Ces données de fragilité sont présentées sous forme de matrices de probabilité de dommages pouvant servir au développement de courbes de fragilité.

Cependant, Tavares (2012), Padgett (2007) et Nielson (2005) ont soulevé des limitations importantes à cette étude. Notamment, le faible taux de réponse des experts au questionnaire cause une faible représentativité et rend l'étude peu significative. De plus, il y a une vaste généralisation des classes de pont et une dépendance régionale reliée aux ponts californiens. Il devient donc difficile d'extrapoler les résultats pour différents types de ponts et en dehors de la région ciblée, comme pour le Québec ou le Canada. Les incertitudes y sont élevées, sans être quantifiées, et découlent de la conséquence d'un jugement humain.

2.2.2 Courbes de fragilité empiriques

Une autre méthode, basée sur l'expérience antérieure, consiste à rassembler des données de dommages observés sur un ou quelques pont(s) après des événements sismiques. Ces observations peuvent permettre d'établir une probabilité de différents niveaux de dommages basée sur l'intensité d'un seul séisme survenu récemment.

Comme le rapportent Nielson (2005) et Padgett (2007), cette méthodologie a été appliquée par plusieurs groupes de chercheurs pour les séismes de Loma Prieta en 1989 et Northridge en 1994 avec les études de Kiremidjian et Basöz (1997), Basöz et Kiremidjian (1998), Basöz et al. (1999), Shinozuka, Feng, Dong, et al. (2000), Shinozuka et al. (2003), Der Kiureghian (2002) ainsi que Elnashai et al. (2004); puis pour le séisme de Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) en 1995 avec les études de Yamazaki et al. (1999), Shinozuka et al. (2003) ainsi que Elnashai et al. (2004). Au Québec, il n'y a pas assez d'informations quant à l'observation de dommages sur les ponts québécois à la suite d'un séisme pour procéder avec cette méthode (Suescun, 2010; Tavares, 2012). La majorité des dommages sismiques répertoriés de 1608 à 2007 concerne des bâtiments ou des glissements de terrains après un séisme (Lamontagne, 2008).

2.2.3 Courbes de fragilité analytiques basées sur une réponse spectrale élastique

Cette approche est probablement la plus simple et la moins exigeante en termes de temps nécessaire à sa réalisation par rapport aux autres méthodes analytiques. Nielson (2005) décrit le développement d'une courbe de fragilité sismique de ponts en considérant uniquement la réponse spectrale élastique. Les capacités et les demandes sont calculées pour les critères de réponses de tous les échantillons pont-séisme avant d'en établir le rapport capacité/demande déterminé et corrélé pour un état de dommage donné et pour différents niveaux de *PGA*. Les courbes de fragilité sont ensuite tracées de la même manière que les courbes de fragilité empiriques comme le témoigne Nielson (2005) avec les travaux de Yu et al. (1991), Hwang et al. (2000) ainsi que Jernigan et Hwang (2002).

2.2.4 Courbes de fragilité analytiques basées sur une analyse statique non linéaire par poussées incrémentales (« *pushover curves* »)

Les courbes de fragilité par poussée incrémentales « *pushover curves* » ou par spectre de capacité (« *capacity-spectrum method* ») sont réalisées, sensiblement suivant le même principe, mais avec des analyses statiques spectrales considérant la réponse non linéaire du pont. Selon Nielson (2005) ainsi que Chopra et Goel (1999b), la procédure statique non linéaire ou inélastique est basée sur la méthode par spectre de capacité originellement développée par S. Freeman et al. (1975) ainsi que S. A. Freeman (1978, 1998a, 1998b, 2004) et adoptée pour le développement des courbes de fragilité sismique, notamment par *HAZUS - MH MR4 - Earthquake Model* (Federal Emergency Management Agency, 2003), un logiciel d'évaluation du risque sismique.

Cette méthode a été utilisée pour développer des courbes de fragilité par Dutta et Mander (1998), Mander (1999), Mander et Basöz (1999) ainsi que Shinozuka, Feng, Kim, et al. (2000). Bien que l'application ait porté sur différents types de ponts ou sur des niveaux variables d'information sur les caractéristiques des ponts, ils ont suivi une méthodologie similaire en utilisant l'intersection d'un spectre de capacité obtenu par analyse statique non linéaire et d'un spectre de demande converti pour être compatible avec la courbe du spectre de capacité.

D'abord, des courbes de poussée statique non linéaire (« *pushover curves* ») sont générées pour le pont. Elles illustrent la relation entre le cisaillement à la base (V_b) et le déplacement (d ou U_N) engendré. Ces courbes de capacité structurale sont ensuite idéalisées par une courbe bilinéaire comme montré par le trait pointillé à la Figure 2.2.

Nielson (2005) rappelle que la courbe de poussée statique non linéaire (« *pushover curve* ») est une représentation de la force en fonction du déplacement. Elle peut être convertie à l'aide des propriétés du mode fondamental en un spectre de capacité (« *capacity spectrum* ») pour lequel les axes X et Y sont exprimés en termes de déplacement spectral et d'accélération spectrale respectivement comme illustré à la Figure 2.3.

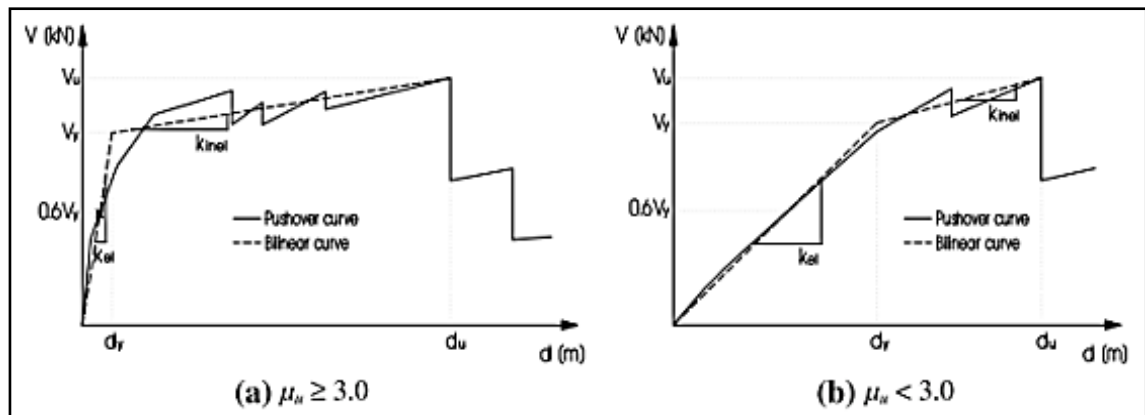


Figure 2.2 Exemples de courbes de capacité structurale et leur simplification bilinéaire
Tirée de Moschonas et al. (2009)

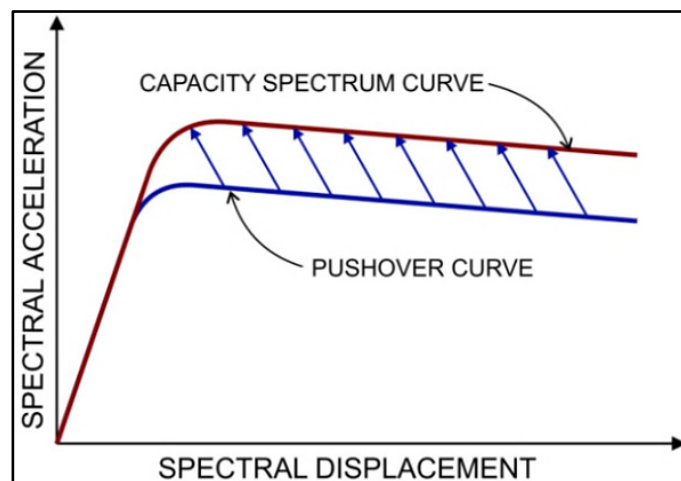


Figure 2.3 Conversion de la courbe de poussée
(« *pushover curve* ») vers la courbe du spectre
de capacité (« *capacity spectrum curve* »)
Tirée de Nielson (2005)

Chopra et Goel (1999a) précisent que cette conversion mathématique de la courbe de poussée statique non linéaire (« *pushover curve* ») à un spectre ou diagramme de capacité (« *capacity spectrum/diagram* ») se fait à l'aide des équations (2.1) et (2.2). Elles sont nécessaires pour la transformation de la réponse en celle d'un système équivalent à un degré de liberté ainsi qu'à la représentation graphique de la Figure 2.4 :

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}^2} \quad (2.1)$$

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \Phi_{j1}^2} \quad (2.2)$$

Où, dans le cas d'un bâtiment, m_j est la masse concentrée au niveau du $j^{ième}$ étage, Φ_{j1} est l'élément au niveau du $j^{ième}$ étage pour le mode fondamental Φ_1 , N est le nombre d'étages et M^* est la masse modale effective pour le mode de vibration fondamental.

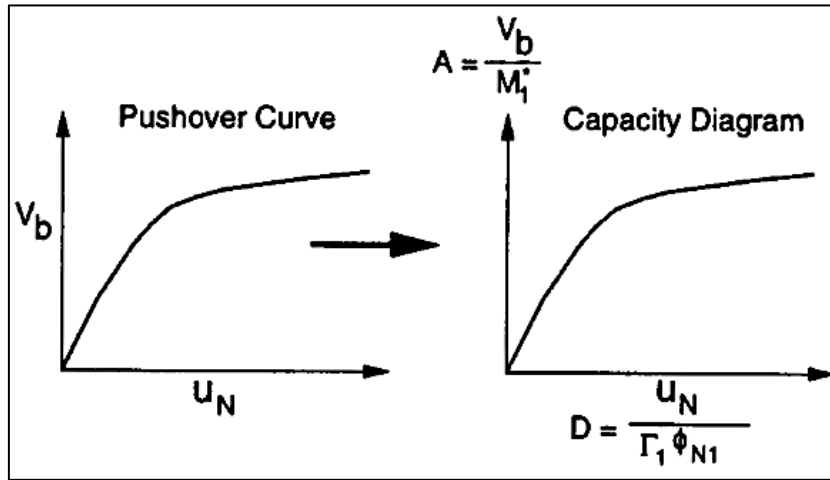


Figure 2.4 Conversion de la courbe de poussée statique non linéaire (« *pushover curve* ») à un spectre ou diagramme de capacité (« *capacity spectrum/diagram* »)
Tirée de Chopra et Goel (1999a)

Chopra et Goel (1999a) précisent qu'il faut convertir le spectre de demande élastique (ou de conception) de la pseudo-accélération standard, A , en fonction de la période naturelle, T_n , vers un format en fonction de l'ordonnée du spectre de déformation, D , comme le montre la Figure 2.5.

Ce spectre ou diagramme de capacité est ensuite superposé aux spectres ou diagrammes de demande sismique comme montré à la Figure 2.6. Certaines dispersions des données peuvent être considérées pour la capacité et/ou la demande comme en témoigne les deux distributions probabilistes normales illustrées sur les courbes de la Figure 2.6.

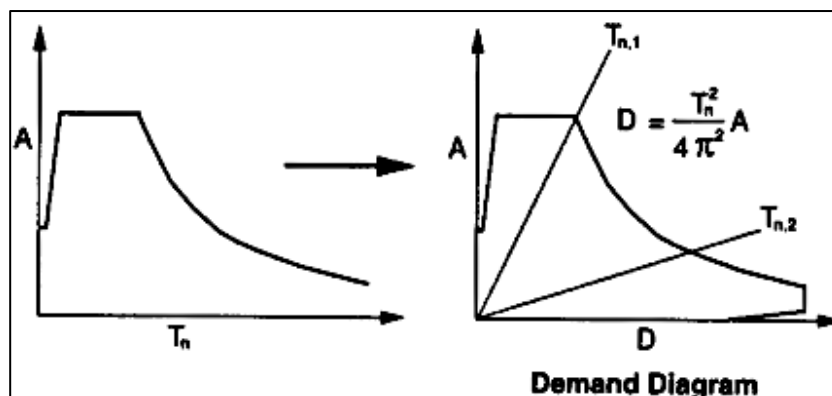


Figure 2.5 Conversion du spectre de demande élastique d'un format standard à un format $A-D$
Tirée de Chopra et Goel (1999a)

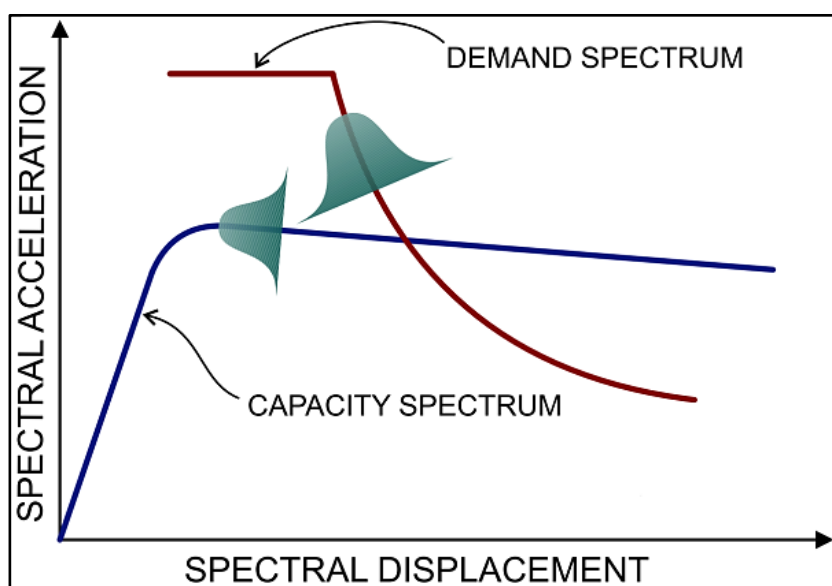


Figure 2.6 Explication de la superposition des spectres de capacité et de demande
Tirée de Nielson (2005)

Ainsi, pour une analyse déterministe, la réponse maximale est définie par l'intersection de la courbe de capacité et du spectre de demande amorti. Plusieurs points sont relevés à la Figure 2.7 avec la superposition du spectre de capacité d'un seul niveau d'état limite de dommages sur les spectres de demande à différents niveaux selon la mesure d'intensité choisie.

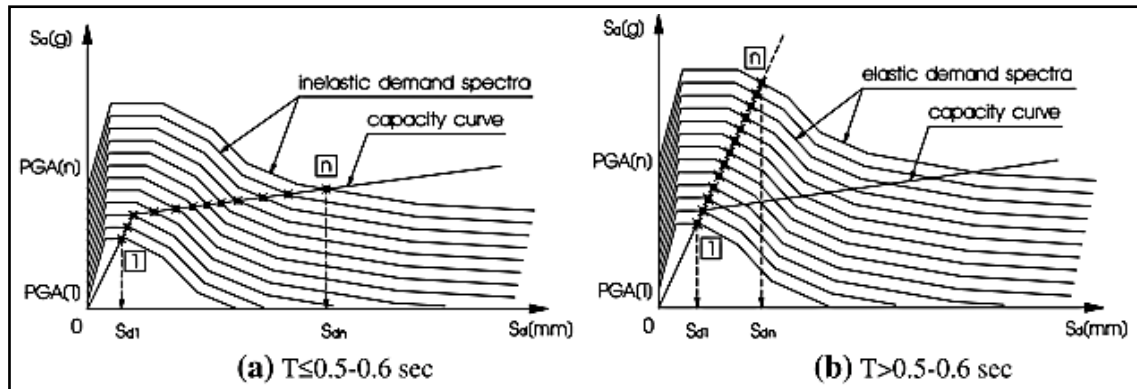


Figure 2.7 Superposition du spectre de capacité structurale et des spectres de demande
Tirée de Moschonas et al. (2009)

Ce sont ces points qui servent à construire une courbe de fragilité complète par critère de réponse comme illustré à la Figure 2.8. Il est toujours possible de reproduire la procédure pour d'autres niveaux d'états limites de dommages ainsi que de combiner les courbes de fragilité de différentes réponses pour obtenir celle d'un pont complet.

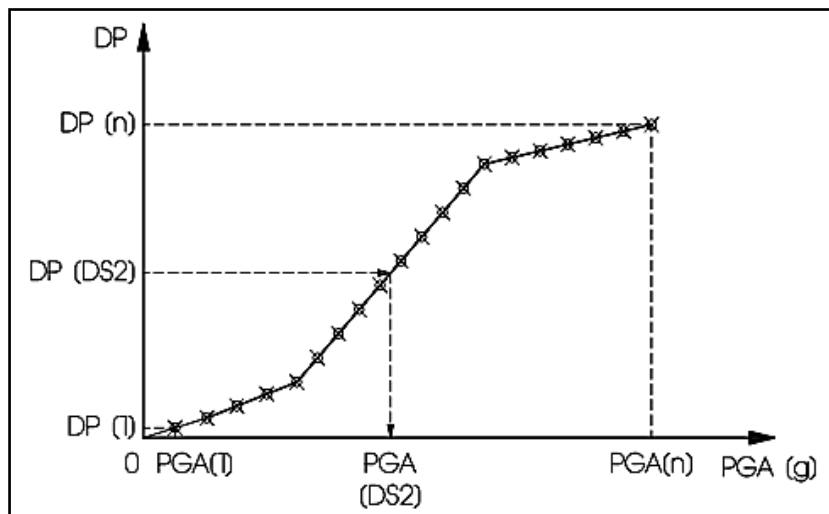


Figure 2.8 Courbe de fragilité obtenue par
« pushover » pour un seul niveau de capacité
Tirée de Moschonas et al. (2009)

2.2.5 Courbes de fragilité analytiques basées sur une analyse dynamique non linéaire temporelle (de type « *time history* »)

La méthode d'analyse dynamique non linéaire dans le domaine temporel (« *type history* ») a été développée et adoptée sous diverses formes pour l'évaluation de la fragilité des ponts par Hwang et Huo (1998), Hwang et al. (2000), Shinozuka, Feng, Dong, et al. (2000), Karim et Yamazaki (2003), Mackie (2004), Elnashai et al. (2004), Choi et al. (2004), Nielson (2005), Nielson et DesRoches (2007), Padgett (2007), Suescun (2010), Tavares (2012), Kim et al. (2021) ainsi que Conde Bandini et al. (2022). Bien qu'il y ait quelques différences dans la méthodologie de chacune de ces études, la procédure générale utilisée pour le développement des courbes de fragilité est comparable. Elle consiste en une série d'analyses de plusieurs modèles de ponts, aux propriétés variables, soumis à différents séismes sous forme d'accélérogrammes. Chaque combinaison ou paire pont-séisme génère une réponse structurale, pour chaque critère de réponse distinctement, permettant d'identifier le niveau de dommage atteint.

Ces courbes de fragilité donnent ainsi la probabilité (P_f) d'atteindre différents niveaux de dommages, reliés à la capacité structurale (C) qui se traduit par des critères d'état limite de dommages, en fonction d'un paramètre d'intensité du mouvement du sol, relié à la demande sismique (D) qui se traduit par la réponse structurale (Nielson, 2005; Nielson & DesRoches, 2007; Padgett, 2007; Suescun, 2010; Tavares, 2012). L'équation (2.3) exprime la probabilité conditionnelle (P_f) que la demande (D) soit plus élevée que la capacité (C) de la structure. Comme différents scénarios sont à réaliser, la procédure est longue et ardue, mais elle reste objective.

$$\text{Fragilité} = P_f = P[D/C \geq 1] \quad (2.3)$$

Les paramètres de la capacité sont variés (à cause des modèles de ponts) et la demande est variée (à cause des accélérogrammes), ce qui permet d'obtenir la réponse de la structure en termes d'un ou plusieurs paramètres d'ingénierie. De manière générale, les chercheurs évaluent seulement la réponse en termes de ductilité en déplacement, en courbure ou en dérive des

colonnes comme étant les éléments les plus fragiles d'un pont et pouvant fournir une indication de la fragilité globale de la structure (Hwang et al., 2000; Karim & Yamazaki, 2001; Mackie & Stojadinović, 2001). Cependant, Siqueira (2013) mentionne qu'« en se basant seulement sur la fragilité des colonnes pour décrire la fragilité du système, on peut encourir à une importante sous-estimation de cette fragilité globale du système ». Des recherches ont montré que d'autres éléments de ponts, comme les appareils d'appui et les culées, sont également vulnérables aux effets des séismes (Choi et al., 2004; DesRoches et al., 2004) et que tous les éléments importants du pont doivent être considérés et précisément définis lors d'une évaluation globale de la fragilité d'un pont (Choi et al., 2004; Nielson, 2005).

La construction d'une courbe de fragilité se fera en utilisant les réponses maximales enregistrées pour la structure du pont ou chacun des critères de réponse étudiés, et ce, pour chaque paire pont-séisme. Elles servent à générer, comme le montre la Figure 2.9, des points ou des modèles probabilistes de demande sismique (« *Probabilistic seismic demand model – PSDM* ») qui, selon Siqueira (2013), « offrent la relation entre l'intensité d'un portfolio de séisme compatible d'une certaine région et la réponse d'une classe de structures face à cette source d'excitation en termes d'une mesure d'intensité appropriée. ».

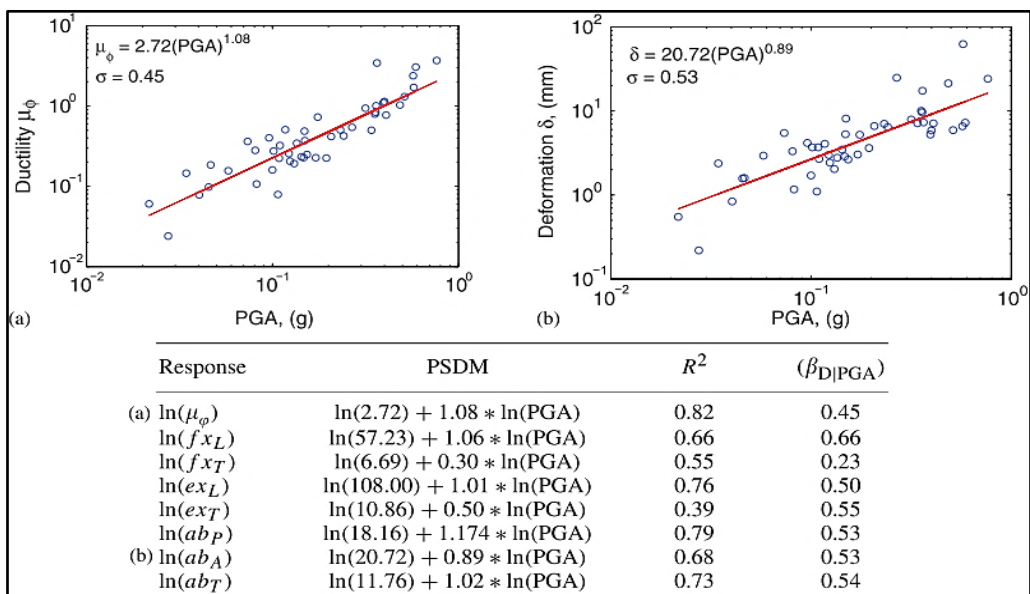


Figure 2.9 Exemples de modèles probabilistes de demande sismique (PSDM)
Tirée de Nielson et DesRoches (2007)

a) Demande sismique

L'ensemble des réponses structurales maximales obtenues permet de déterminer la médiane de la demande sismique (S_D) et l'écart-type qui y est associé ($\beta_{D|PGA}$). Dans leurs travaux, Cornell et al. (2002), Nielson (2005), Nielson et DesRoches (2007) ainsi que Padgett et al. (2008) rappellent que l'estimation de la demande sismique médiane (S_D) peut être représentée par une fonction de puissance comme le montre l'équation (2.4) reconnue dans la littérature où IM consiste à la mesure de l'intensité sismique exprimée selon l'unité choisie, alors que a et b représentent des coefficients de régression inconnus à déterminer.

$$S_D = aIM^b \quad (2.4)$$

Puisque les courbes de fragilité ont été développées initialement sur la base d'observations des dommages qui présentaient des distributions log-normales, il est supposé que les réponses structurales analysées suivent aussi une distribution selon la loi log-normale. Le logarithme naturel de la demande sismique médiane (S_D) peut donc s'exprimer selon l'équation (2.5) reconnue dans la littérature. La relation entre l'intensité du mouvement du sol (IM exprimé en PGA) et la réponse structurale d'un critère de réponse donné (c'est-à-dire une déformation, un déplacement ou une ductilité) est formulée par l'équation (2.5) et elle est représentée par une régression linéaire illustrée à la Figure 2.9. Cette régression caractérise une régression de type puissance exprimée sur un système d'axes logarithmiques pour la mesure d'intensité et la réponse tel qu'établi par le *PSDM*.

$$\ln(S_D) = \ln(aIM^b) = \ln(a) + b \ln(IM) \quad (2.5)$$

L'estimation de l'écart-type logarithmique de la distribution ($\beta_{D|IM}$ ou $\beta_{D|PGA}$) représente la dispersion de la demande sismique et est exprimé selon l'équation (2.6) reconnue dans la littérature de Padgett et al. (2008) par rapport à sa médiane dans l'espace log-normale, $\ln(S_D)$. Ces deux données sont conditionnées par la mesure d'intensité (IM). Il faut ensuite les exprimer avec une fonction de répartition par l'équation (2.7) reconnue dans la littérature où d_i est la $i^{\text{ème}}$

valeur décrivant la demande sismique selon les analyses dynamiques non linéaires et N est le nombre de valeurs décrivant la demande sismique selon les analyses dynamiques non linéaires.

$$\beta_{D|IM} = \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(a IM^b))^2}{N-2}} \quad (2.6)$$

$$P[D \geq d|IM] = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d_i) - \ln(S_D)}{\beta_{D|IM}}\right) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(d_i) - \ln(a IM^b)}{\beta_{D|IM}}\right) \quad (2.7)$$

b) Capacité structurale

La capacité structurale, souvent désignée comme un critère d'état limite de dommages, est ensuite déterminée pour chacun des critères de réponse à considérer en s'appuyant sur le jugement d'experts, les données expérimentales ou les méthodes analytiques. « Les progrès récents et les travaux de Mackie (2004) ont reconnu l'importance de définir des états limites en termes de quantités significatives pour la performance du pont. [...] Les états limites où la capacité de charge peut être associée à la capacité de trafic restante doivent être considérés » (Padgett, 2007). La considération des états limites en termes de capacité de trafic restante est l'approche utilisée par l'actuel *CAN/CSA-S6-2019*.

Il est supposé que les critères d'état limite de dommages suivent eux-aussi une distribution log-normale. Ils sont décrits par deux paramètres, soit une valeur de capacité structurale médiane (S_C) et par l'écart-type associé (β_C), qui sont « comparés » aux résultats obtenus dans les *PSDM*. L'équation (2.8) reconnue dans la littérature donne une courbe de fragilité donnant la probabilité de défaillance (atteinte ou dépassement d'un niveau de dommage) pour les différents niveaux d'intensité sismique.

$$P[D \geq C|IM] = \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{S_D}{S_C}\right)}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}}\right) \quad (2.8)$$

où S_D est l'estimation médiane de la demande, S_C est l'estimation médiane de la capacité, $\beta_{D|IM}$ est l'écart-type logarithmique de la demande conditionnée par la mesure de l'intensité, β_C est l'écart-type de la capacité et $\Phi(\bullet)$ est la fonction de répartition.

L'équation (2.8) peut aussi s'exprimer selon l'équation (2.9) et en y substituant le logarithme naturel de S_D par l'équation (2.5), la fonction de répartition peut s'exprimer sous la forme de l'équation (2.10) ou de l'équation (2.11), toutes reconnues dans la littérature.

$$P[D \geq C|IM] = \Phi\left(\frac{\ln(S_D) - \ln(S_C)}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}}\right) \quad (2.9)$$

$$P[D \geq C|IM] = \Phi\left(\frac{\ln(a) + b \ln(IM) - \ln(S_C)}{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}}\right) \quad (2.10)$$

$$P[D \geq C|IM] = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \frac{\ln(S_C) - \ln(a)}{b}}{\frac{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}}{b}}\right) \quad (2.11)$$

On reconnaît à l'équation (2.11), les différents paramètres des courbes de fragilités, soit la médiane, $mediane_{composante} = \exp\left(\frac{\ln(S_C) - \ln(a)}{b}\right)$, et l'écart-type associé, $\beta_{composante} = \frac{\sqrt{\beta_{D|IM}^2 + \beta_C^2}}{b}$, tel qu'exprimé par l'équation (2.12) reconnue dans la littérature.

$$P[D \geq C|IM] = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \ln(mediane_{composante})}{\beta_{composante}}\right) \quad (2.12)$$

Les courbes de fragilités pour chaque critère de réponse sont développées et générées par un traçage graphique. Comme le montre la Figure 2.10, la courbe est exprimée pour une intensité de mesure (IM) définie ici par le PGA , où la médiane est l'intensité de mesure correspondant à une probabilité de 50 % que la réponse structurale atteigne l'état limite de dommages alors

que la pente représente l'écart-type relié à la capacité structurale et à la demande sismique, où une valeur élevée de l'écart-type caractérise une courbe plus inclinée et une valeur plus basse de l'écart-type caractérise une courbe plus aplatie.

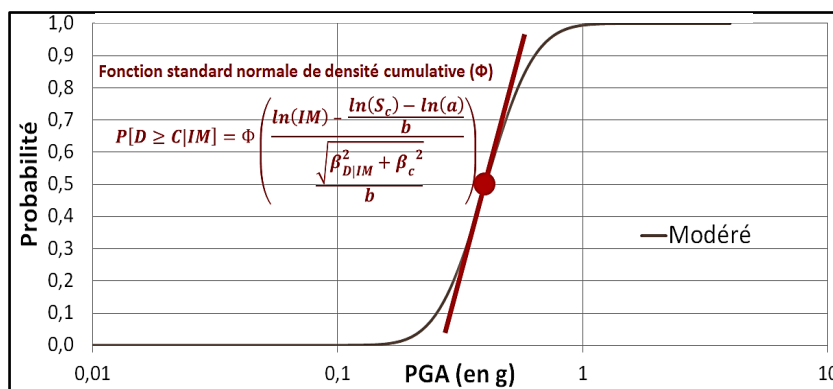


Figure 2.10 Fonction de répartition
(Courbe de fragilité pour un état limite de dommages)

La courbe de fragilité pour l'ensemble du système de pont au complet est obtenue par une combinaison des courbes de fragilité ou des *PSDM* des critères de réponse pour chacun des niveaux de capacité définis. C'est ce que Nielson (2005) définit comme les modèles probabilistes de demande sismique conjointe du système (« *Joint probabilistic seismic demand model – JPSDM* ») parfois évalués à l'aide d'une simulation de type Monte Carlo. Il formule, comme suit à l'équation (2.13), la probabilité que le pont soit à ou au-delà d'un certain état limite ($Défaillance_{Système}$) et qui correspond à l'union des probabilités que les critères de réponse soient à un même état limite donné ($Défaillance_{Composante-i}$).

$$P[Défaillance_{Système}] = U_{i=1}^n P[Défaillance_{Composante-i}] \quad (2.13)$$

La procédure détaillée pour le développement des *JPSDM*, présentée par Nielson et DesRoches (2007) ainsi que Siqueira (2013), permet d'effectuer une analyse de la fragilité du système en évaluant l'effet d'un paramètre sur la fragilité globale d'un système de pont en considérant la contribution de plusieurs critères de réponses critiques du système (Siqueira, 2013). Par contre, cette approche n'a pas été retenue dans cette thèse où une approche utilisant les *PSDM* non

conjointes a plutôt été choisie pour évaluer l'impact de chaque paramètre individuellement, et ce, pour chacun des critères de réponses séparément. Pour cause, la thèse vise justement à évaluer et quantifier l'impact directement sur les critères de réponses et le comportement spécifique des différents éléments plutôt que sur le système du pont dans son ensemble afin de mieux cibler les corrélations possibles.

2.3 Choix de la méthode

Les méthodes basées sur l'opinion d'experts ont été identifiées comme étant particulièrement limitées en termes de portée et de réponses. Les méthodes empiriques ne constituent pas une option, car le Québec ne dispose pas de données suffisantes sur les dommages liés aux ponts. Le manque d'informations requises pour la réalisation de courbes sur la base de jugement expert ou de manière empirique force à rejeter ces deux procédures. Les courbes de fragilité analytiques basées sur une réponse spectrale élastique ne considèrent pas le comportement inélastique du pont, comportement absolument nécessaire pour inclure et représenter toutes les caractéristiques du comportement structural lors de séismes.

Les courbes de fragilité analytiques basées sur une analyse statique spectrale non linéaire par poussées incrémentales (« *pushover curves* ») sont précises et efficaces dans certains cas bien spécifiques (Isakovic et al., 2008), notamment lors d'une analyse d'un pont en particulier. Cette procédure d'analyse statique non linéaire simplifiée, basée sur des spectres ou des diagrammes de capacité et de demande, consiste à déterminer la demande en déplacement maximal imposée à une structure se déformant inélastiquement. Elles peuvent évaluer l'allure générale du comportement global d'un pont ou d'un paramètre et permettre de comparer la contribution des paramètres à la vulnérabilité. Par contre, cette approche par analyse statique sous-estime certaines réponses sismiques (Isakovic et al., 2008). Elle permet toutefois d'éviter la lourde exécution de calculs nécessaires et inclus dans une analyse dynamique temporelle de type « *time history* ». Chopra et Goel (1999b) notent les approximations suivantes :

« La distribution latérale de la force [supposée fixe] pour l'analyse par poussée et la conversion de ces résultats au diagramme de puissance ne sont basées que sur le mode vibratoire fondamental du système élastique. La déformation sismique induite d'un système inélastique est estimée par une méthode itérative nécessitant l'analyse d'une séquence de systèmes linéaires équivalents, évitant ainsi l'analyse dynamique du système inélastique. » ¹

Ainsi, une amélioration aux méthodes précédentes est l'analyse non linéaire dynamique complète dans le domaine temporel (« *type history* ») réalisée avec des accélérogrammes. Il s'agit de la méthode la plus rigoureuse pour déterminer la demande sismique qui est requise pour développer des courbes de fragilité analytique pour des ponts. Cette méthode analytique, bien que longue et ardue à réaliser, est la plus fiable (Shinozuka et al., 2003) et elle est jugée comme « exacte » et précise par certains auteurs (Isakovic et al., 2008; Moschonas et al., 2009). Une courbe de fragilité consiste à une probabilité comportant déjà des dispersions de données. Le fait de sous-estimer cette même probabilité mène donc à un manque de précision important qui peut avoir des conséquences tout aussi sérieuses.

La Figure 2.11 tirée de Moschonas et al. (2009) montre l'impact de cette sous-estimation sur les courbes de fragilité créées pour quatre niveaux de dommage par la méthode statique non linéaire par poussées incrémentales de type « *pushover* » (ligne pleine) versus une méthode dynamique non linéaire de type « *time history* » (ligne pointillée). Bref, les courbes de fragilité analytiques basées sur une analyse dynamique non linéaire temporelle de type « *time history* » sont privilégiées.

¹ Traduction libre

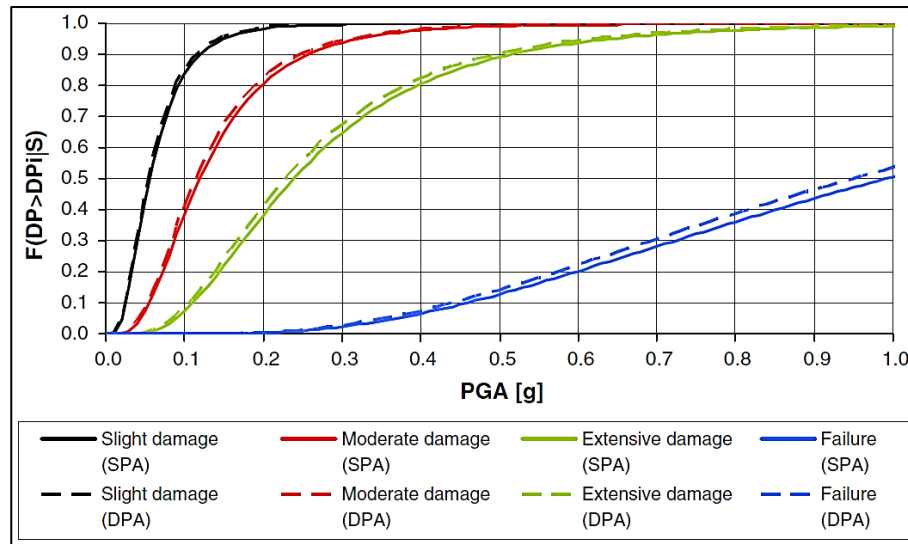


Figure 2.11 Exemples de courbes de fragilité pour quatre niveaux de dommage par une méthode statique (ligne pleine) versus une méthode dynamique (ligne pointillée)
Tirée de Moschonas et al. (2009)

2.4 Application des courbes de fragilité

D'une manière générale, les fonctions de répartition, soit les courbes de fragilité, obtenues permettent de donner la probabilité d'atteindre un niveau de dommage en fonction de la mesure de la demande sismique. Le développement des courbes de fragilités individuelles des critères de réponse s'effectue, notamment, grâce aux modèles probabilistes de demande sismique de chaque critère de réponse du pont ce qui permet de dégager et quantifier l'influence relative d'un ou des paramètres géométriques étudiés sur la vulnérabilité sismique des ponts (Siqueira, 2013). Ainsi, en étudiant distinctement ces paramètres et en regardant leur variation, il est possible d'évaluer l'impact de ceux-ci sur la variabilité des réponses pour chaque critère de réponse.

Comme en témoigne schématiquement la Figure 2.12, pour un niveau de dommage donné, l'influence relative que peut avoir un paramètre à l'étude pourrait, hypothétiquement dans les présents exemples, faire passer une courbe avec des probabilités inférieures (fragilité plus

basse) pour un pont sans irrégularité en plan à une courbe avec des probabilités supérieures (fragilité plus élevée) pour les ponts en présence d'une irrégularité en plan.

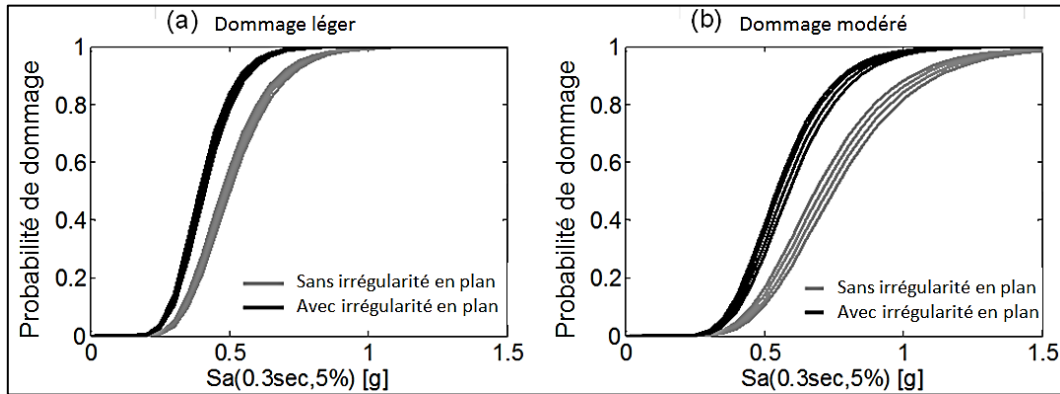


Figure 2.12 Exemples d'influence relative d'un paramètre pour
a) un dommage léger et b) un dommage modéré

De même, deux exemples de courbes de fragilité pour une culée et pour une colonne pour quatre niveaux de capacités sont montrés à la Figure 2.13. Elles permettent de mieux comprendre la fragilité relative selon les critères de réponses étudiés.

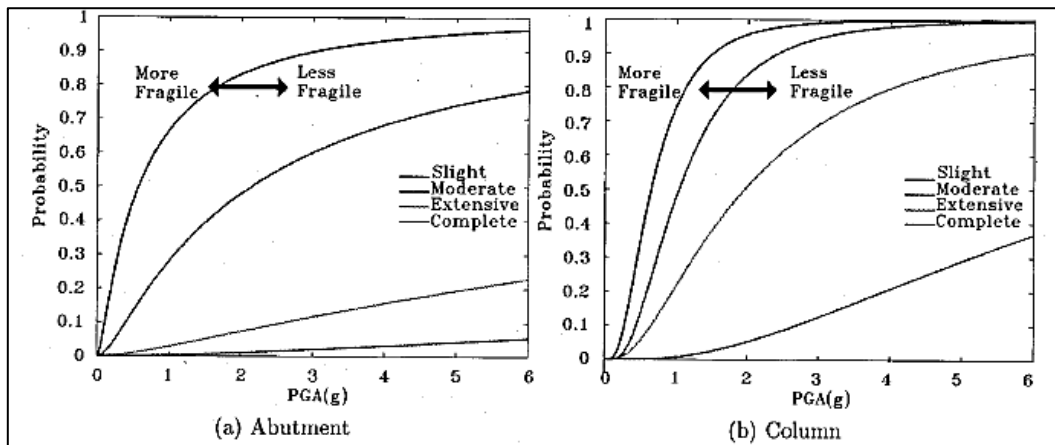


Figure 2.13 Exemples de courbes de fragilité pour quatre niveaux de capacité pour
a) une culée et b) une colonne
Tirée de Suescun (2010)

2.5 Définition des états limites de dommages

À la suite de plusieurs études, cinq niveaux de gravité des dommages ont été définis à titre d'états limites qualitatifs. Ils sont, plus spécifiquement, basés sur ceux trouvés dans la littérature et, initialement, dans *HAZUS-MH* du Federal Emergency Management Agency (2003). Ils sont qualifiés de légers (« *slight* »), de modérés (« *moderate* »), d'importants (« *extensive* ») et de complets (« *complete* »). Parfois, un état limite qualifié d'aucun dommage (« *no damage* ») est ajouté. Différents auteurs ont donné différentes définitions de ces états limites de dommages, et ce, selon différents critères basés selon le type de dommages observés, selon le temps de restauration de la fonctionnalité du pont ou selon les éléments du pont. Les principaux tableaux et figures tirés de la revue de la littérature se trouvent à l'ANNEXE II (p.219).

2.5.1 Selon le type de dommages observés

Les états limites de dommages peuvent être définis de manière qualitative selon les dégâts observés sur le pont à la suite d'un séisme. Des valeurs simples sont associées à ceux-ci, comme la largeur admissible d'une fissure ou des défaillances types au niveau des colonnes. La Figure-A II-1 présente une première description des types de dommages associés aux états limites « *no damage* », « *minor/slight* », « *moderate* », « *severe/extensive* », « *collapse/complete* ». Les dégâts évoqués vont d'une simple fissure à l'effondrement complet du pont, ce qui permet d'englober la majorité des dommages que peut subir un pont lors d'un séisme et de bien catégoriser le niveau d'importance de chaque défaut.

Une description un peu plus récente des états limites de dommages est présentée à la Figure-A II-2 par Nielson (2005) et Tavares (2012) qui l'ont adaptée de *HAZUS-MH* (Federal Emergency Management Agency, 2003). C'est cette description qui est utilisée dans la plupart des ouvrages pour la définition des états limites de dommages.

La toute dernière version du *CAN/CSA-S6-2019* établit des critères de performances pour l'atteinte d'une conception parasismique des ponts. Présentés pour quatre états limites de

dommages (mineurs, réparables, importants et remplacement probable), ils sont directement associés à un niveau de service du pont à la suite d'un séisme et ils sont exprimés en termes surtout qualitatifs (observations passées et possibles) et en termes parfois quantitatifs (avec une notion mathématique ou numérique) comme le montre le Tableau-A II-1. Le fait de détailler et de chiffrer avec précision les critères attendus permet aussi de glisser vers les notions de la section 2.5.2 *Selon le temps de restauration de la fonctionnalité du pont* ainsi que la section 2.5.3 *Selon les éléments du pont*, voire même selon la section 2.6 *Définition des capacités quantitatives aux états limites de dommages selon les éléments* du pont où, par exemple, ils sont associés à des niveaux de déformations dans l'acier d'armature et le béton pour les structures en béton armé.

Les termes utilisés dans *CAN/CSA-S6-2019* pour décrire les états limites de dommages sont différents, mais cohérents avec les descriptions de Nielson (2005), de Tavares (2012) et de *HAZUS-MH* (Federal Emergency Management Agency, 2003). Les états limites de dommages sont identifiés selon l'impact des dégâts occasionnés et ce classement est identique entre les tableaux. Les termes techniques décrivant les dommages ont simplement été affinés pour mieux correspondre aux normes actuelles, ce qui permet la normalisation des états limites de dommages à travers le monde.

2.5.2 Selon le temps de restauration de la fonctionnalité du pont

Certains états limites de dommages sont également décrits par le temps de restauration ou de remise en fonctionnalité du pont, c'est-à-dire le temps, en jours, pendant lequel le pont est fermé ou infranchissable pour cause d'inspections, de réparations ou de rénovations.

Par exemple, en utilisant ce critère, un dommage léger a un temps de restauration beaucoup plus rapide qu'un dommage complet. En effet, selon Padgett et al. (2013), les états limites de dommages « *slight* » correspondent à la constatation de dommages matériels légers, susceptibles de partiellement nuire à la fonctionnalité du pont, pendant la durée d'une seule journée afin de procéder à une inspection. Les états limites de dommages « *moderate* »

indiquent la présence de dommages permettant une fonctionnalité du pont restaurée après une semaine. Les états limites de dommages « *extensive* » correspondent à une fonctionnalité du pont partiellement retrouvée après 30 jours. Enfin, les états limites de dommages « *complete* » impliquent la fermeture du pont, qui est infranchissable pour une durée supérieure à 30 jours pour réparations ou pour remplacement.

Une approche similaire est illustrée à la Figure-A II-3 tirée de Mander (1999). Elle présente, pour les états limites de dommages, l'utilité de la structure en termes de type de dommages, le type de réparations ou de reconstruction ainsi que le temps pendant lequel le trafic est interrompu. Les durées évoquées dans la Figure-A II-3 sont légèrement différentes de la définition des états dommages par Padgett et al. (2013). Cependant, leurs ordres de grandeur restent cohérents et tributaires des connaissances de l'époque où les études ont été réalisées. Le fait que l'étude de Mander ait été réalisée en 1999 peut donc expliquer ces différences de valeurs.

À partir des définitions précédentes, il est possible de tracer des courbes de restauration de la fonctionnalité du pont telles qu'illustrées à la Figure-A II-4. Ces courbes sont cohérentes au niveau des valeurs utilisées avec la description faite par Padgett et al. (2013). Elles permettent une représentation très visuelle de la restauration de la fonctionnalité d'un pont en fonction de son état limite de dommages. C'est pourquoi elles ont été adoptées dans la plupart des études réalisées sur le sujet.

2.5.3 Selon les éléments du pont

Finalement, la dernière méthode employée pour la définition des états limites de dommages utilise certains éléments d'un pont. Chaque élément étudié lors d'une analyse sismique est représentée par un paramètre, comme la ductilité des colonnes ou les déplacements du tablier aux appareils d'appui. Le principe de cette méthode consiste à définir des intervalles ou des limites pour ces paramètres. Cela permet ainsi de classer les dommages constatés sur le pont et d'en définir l'état limite de dommages associé. Nécessairement, cette méthode fonctionne

avec l'attribution directe de valeurs numériques à ces limites. Il s'agit donc d'une définition des capacités quantitatives aux états limites selon les éléments du pont, ce qui est explicitement présenté à la section 2.6 suivante.

2.6 Définition des capacités quantitatives aux états limites de dommages selon les éléments du pont

Il a été vu que les états limites de dommages qualitatifs sont difficiles à insérer dans une étude analytique, davantage mathématique. L'étape suivante consiste à associer à ces états limites des valeurs quantitatives limites pour chacune des mesures caractéristiques ou chacune des réponses des éléments du pont, et ce, pour chacun des états limites de dommages. La capacité sismique d'un élément d'un pont fait référence à un niveau à partir duquel l'élément atteint une performance limite. Les niveaux de capacité représentent les états limites. Il s'agit donc des capacités quantitatives aux états limites selon les éléments du pont qui sont facilement utilisables dans le calcul des courbes de fragilité sismique. Les niveaux de capacité pour les différents éléments du pont peuvent être évalués en utilisant une approche physique (prescriptive) et/ou visuelle (descriptive).

2.6.1 Approche prescriptive

Dans l'approche prescriptive, un analyste prédit le niveau fonctionnel du pont en se basant sur la physique du système. Il examine la mécanique de la structure et assigne au pont des niveaux fonctionnels selon différents niveaux de dommages. C'est en général la méthode la plus privilégiée, mais qui requiert un certain niveau d'expertise. Les valeurs trouvées dans la littérature sont assez variables, car chaque auteur propose sa propre version, parfois basée sur les travaux en tout ou en partie d'un auteur précédent.

Par exemple, une des premières études faisant référence à des capacités quantitatives aux états limites selon des éléments a été réalisée dans le cadre du *FEMA 356* du Federal Emergency Management Agency (2000) pour la réhabilitation sismique de bâtiments. Bien que dédiée aux

bâtiments, cette norme amorce le principe d'attribution de valeurs limites à des paramètres d'ingénierie aux états limites de dommages. Les ductilités en déplacement et en courbure des colonnes sont utilisées à la Figure-A II-5 pour délimiter le comportement du bâtiment.

Dans le domaine des ponts, Choi et al. (2004) ont présenté, à la Figure-A II-6, une synthèse de différents éléments et des états limites associés définis selon des valeurs de ductilité et de déplacements. Ces dernières concernent les colonnes, les appareils d'appui et les culées.

Ensuite, Nielson (2005) a avancé ses propres valeurs médianes pour ses états limites de dommages prescriptifs à la Figure-A II-7 pour lesquelles il attribue un écart-type de $\beta_c = 0,25$ pour les états limites de dommages léger et modéré ainsi qu'un écart-type de $\beta_c = 0,46$ pour les états limites de dommages important et complet.

Enfin, la Figure-A II-8 représente les états limites de dommages prescriptifs d'un pont selon Ramanathan et al. (2011). Deux valeurs sont présentées pour chaque état limite de dommages, soit la médiane, S_c , et l'écart-type, β_c . L'écart-type représente la dispersion des données associée à chaque médiane. Lorsque peu d'information est disponible pour évaluer l'écart-type de chaque état limite de dommages, il est possible d'utiliser les coefficients de variation (COV) pour représenter un certain degré de dispersion. Le coefficient de variation (COV) est plus petit pour les états légers et modérés que pour les états limites de dommages importants et complets. L'écart-type se calcule alors avec l'équation (2.14) qui ne s'applique que dans le cas d'une distribution log-normale.

$$\beta = \sqrt{\ln(1 + COV^2)} \quad (2.14)$$

Dans leur étude, Tavares et al. (2010) ont rassemblé le travail de différents auteurs pour la définition des états limites en fonction de la ductilité des colonnes. Leurs résultats sont présentés à la Figure-A II-9. En somme, en comparant le même paramètre, c'est-à-dire les ductilités en courbure des colonnes, on constate que les ordres de grandeur sont assez similaires entre les différents auteurs et que la précision diffère légèrement. La définition des états limites

de dommages peut être différente selon l'interprétation de chacun, mais l'ordre de grandeur global est généralement respecté.

Au Québec, Tavares (2012) s'est inspirée, pour ses états limites de dommages prescriptifs des éléments d'un pont, des premiers écarts-types (β_c) de Nielson (2005) alors que ses médianes (S_c) semblent similaires, sans être identiques, à l'ensemble des travaux de ce dernier (*voir* les Figure-A II-10 et Figure-A II-11). Point important, il est à noter que les capacités quantitatives aux états limites de dommages de la colonne ne sont pas exprimées par rapport à la même référence, soit des paramètres différents de ceux rencontrés habituellement, ce qui explique les différences de valeurs. En effet, Nielson (2005) utilise les ductilités en courbure alors que Tavares (2012) utilise les ductilités en déplacement ainsi que les déplacements latéraux. Ces références sont tout aussi valides et le choix dépend du point de vue de l'auteur. Il est à noter que la relation entre la ductilité en courbure et la ductilité en déplacement dépend des propriétés de la colonne et de la longueur de la zone de rotule plastique.

2.6.2 Approche descriptive

L'approche descriptive se base sur une estimation plus visuelle. Il s'agit d'essayer d'identifier les niveaux de fonctionnalité qui sont assignés au pont par des inspecteurs pour différents états limites de dommages observés. Par exemple, selon les dégâts observés sur un pont, il est possible d'évaluer le niveau de fonctionnalité et d'assigner un pourcentage pour ce critère.

Cette approche semble moins précise que la précédente, mais elle peut permettre de mieux représenter ce qu'il se passe réellement lors d'un séisme et ce qu'il peut ne pas apparaître sur des données numériques. Bien que cette approche soit plus subjective, la fonctionnalité d'un pont après un séisme est souvent assignée de cette façon.

2.6.3 Approche bayésienne

Comme il a été présenté dans les paragraphes précédents, il y a plusieurs sources d'informations relatives aux états limites de dommages des éléments du pont. En comparant

les différents états limites de dommages présents dans la littérature, il est possible de constater quelques légères différences (précisions ou arrondis) dans certains tableaux, mais cela reste assez anodin. Plus encore, il est possible de remarquer que peu importe le type de pont étudié et analysé dans les études précédentes, la définition des états limites de dommages ne change presque pas.

Une approche bayésienne permet de combiner ces méthodes. Le théorème de Bayes, présenté à l'équation (2.15), permet de mettre à jour une distribution de probabilité à chaque fois qu'une nouvelle information est nécessaire, où A est la nouvelle information obtenue et B_i est l'information mise à jour.

$$P[B_i|A] = \frac{P[A|B_i]P[B_i]}{\sum_{j=1}^n P[A|B_j]P[B_j]} \quad (2.15)$$

L'approche bayésienne comprend ainsi les aspects respectivement prescriptifs (physiques) et descriptifs (visuels) des approches précédentes. En somme, cette approche par une mise à niveau de type Bayésienne est intéressante puisqu'elle fusionne les résultats de divers travaux passés, ce qui permet d'en combiner les avantages et d'obtenir une méthode d'analyse globale et complète pour la définition des états limites de dommages. C'est cette méthode qui est utilisée dans la plupart des études sismiques de nos jours et qui est adoptée dans la présente étude. Par conséquent, son utilisation amène une plus grande rigueur à la présente recherche.

Ainsi, après une mise à niveau de type Bayésienne, Nielson (2005) modifie certaines valeurs et publie la médiane et l'écart-type des états limites de dommages pour différents éléments des ponts. Ce sont ces valeurs qui sont aussi utilisées par Padgett (2007). Au final, le Tableau 2.1 représente la mise à jour des états limites de dommages par l'approche bayésienne et peut donc être utilisée comme référence pour n'importe quel projet de pont impliquant l'utilisation d'états limites de dommages.

Tableau 2.1 États limites de dommages des éléments de ponts
selon la mise à jour de l'approche bayésienne
Adapté de Nielson (2005) et Padgett (2007)

Élément	Léger		Modéré		Important		Complet	
	Médiane	Écart-type	Médiane	Écart-type	Médiane	Écart-type	Médiane	Écart-type
Colonne en béton Ductilité en courbure μ_ϕ	1,29	0,59	2,10	0,51	3,52	0,64	5,24	0,65
Appareil d'appui Fixe Longitudinal (mm)	6,0	0,25	20,0	0,25	40,0	0,47	186,6	0,65
Appareil d'appui Fixe Transversal (mm)	6,0	0,25	20,0	0,25	40,0	0,47	186,6	0,65
Appareil d'appui Mobile Longitudinal (mm)	37,4	0,60	104,2	0,55	136,1	0,59	186,6	0,65
Appareil d'appui Mobile Transversal (mm)	6,0	0,25	20,0	0,25	40,0	0,47	186,6	0,65

Dans cette optique et compte tenu des choix qui ont guidé la conception et la modélisation des ponts de la présente étude, ces valeurs sont utilisées pour les différents états limites de dommages et leurs capacités quantitatives respectives aux états limites de dommages. Ainsi, les ductilités en courbure des colonnes et le déplacement du tablier aux appareils d'appui ont guidé le développement des courbes de fragilité afin d'obtenir des résultats fiables et représentatifs pour chaque élément et paramètre du pont étudié.

À titre de rappel, une représentation des éléments d'un pont (voir la Figure 2.14) permet de visualiser les paramètres et leur localisation respective sur une structure ainsi que de comprendre leur interaction. Elle illustre un pont à travées multiples continues pour lequel il est possible de scinder les travées aux piles pour obtenir un pont à travées multiples simplement appuyées sur des appareils d'appui aux piles intermédiaires et aux culées d'extrémité. De même, si les piles intermédiaires sont supprimées de ce schéma, il ne reste qu'une travée simple, laquelle est simplement appuyée sur des appareils d'appui aux culées d'extrémité. Ce

sont donc tous ces appareils d'appui qui doivent permettre de reprendre les déplacements du tablier des différentes travées, et ce, sur une certaine longueur d'assise.

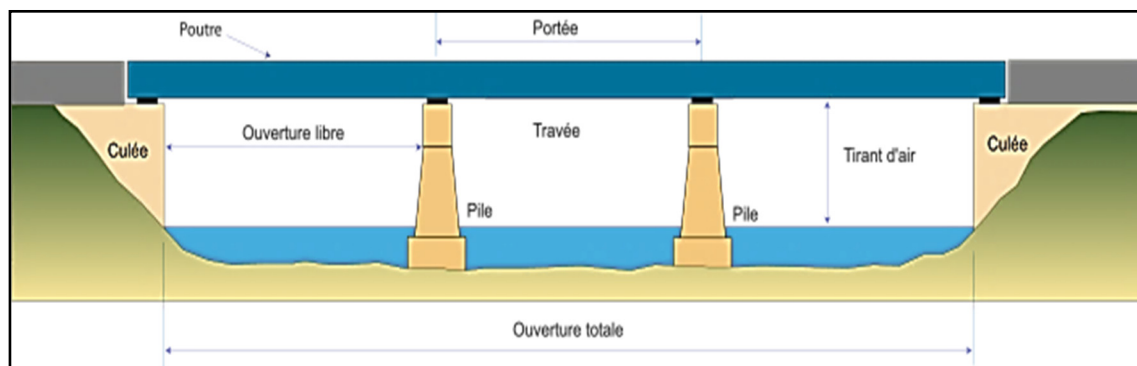


Figure 2.14 Éléments structuraux d'un pont
Tirée de Wikimedia Commons (2008)

2.7 Sommaire

Une présentation sommaire et objective des différentes méthodes de développement de courbes de fragilité a été réalisée avec les courbes de fragilité basées sur l'opinion d'experts, celles empiriques, celles basées sur une réponse spectrale élastique, celles basées sur une analyse statique non linéaire par poussées incrémentales de type « *pushover* » ou celles basées sur une analyse dynamique non linéaire temporelle de type « *time history* ». L'étude de leurs forces et faiblesses a permis de faire un choix éclairé sur la procédure appliquée pour développer des courbes de fragilité pour les structures de ponts pour la région de l'Est du Canada, c'est-à-dire par analyse dynamique non linéaire temporelle de type « *time history* ».

L'application des courbes de fragilité permet de donner la probabilité d'atteindre ou de dépasser différents niveaux de dommage en lien avec la capacité structurale (reliée à un paramètre d'ingénierie tiré d'analyse ou d'observation, par exemple : facteurs de ductilité, déplacements, etc.) en fonction de la mesure de la demande sismique (reliée à une mesure de l'intensité du séisme, par exemple : PGA , S_a , S_d , Magnitude, etc.). Avec les états limites de dommages définis, cela permet de mieux dégager et quantifier l'influence relative des paramètres étudiés en fournissant des informations précieuses sur la vulnérabilité sismique

relative des ponts construits qui doivent se déformer élastiquement, puis inélastiquement. Cela sert également d'intrants clés pour l'évaluation ainsi que pour la distribution des dommages et des risques sismiques des réseaux de transport en vue d'interventions préventives ou de réhabilitation.

CHAPITRE 3

DÉTERMINATION, DIMENSIONNEMENT ET MODÉLISATION DES MODÈLES DE PONTS TYPIQUES

Ce chapitre présente l'approche de dimensionnement et de conception des modèles de ponts et de certains de leurs éléments (piles, colonnes, chevêtres, tabliers, appareils d'appui, joints, etc.) ainsi que l'approche de modélisation numérique. Les modèles de ponts à analyser sont échantillonnés selon une approche probabiliste afin de tenir compte de l'incertitude reliée aux caractéristiques géométriques (paramètres géométriques – macro-variables) et structurales (paramètres structuraux – micro-variables) du pont. Les paramètres structuraux sont, notamment, définis par les propriétés mécaniques des matériaux et de ses éléments. La revue de la littérature a démontré que les paramètres considérés dans ce chapitre sont prépondérants pour l'étude de la vulnérabilité des ponts existants à la perte d'appui.

3.1 Introduction

Lors de l'évaluation de la vulnérabilité des ponts dans une région, l'idéal serait de pouvoir générer des courbes de fragilité respectives à chaque pont à partir des données in situ et des plans de construction. Cette approche est évidemment longue, très coûteuse et généralement difficile à réaliser pour une région donnée. Puisque de nombreux ponts d'une même région sont similaires, des modèles typiques représentatifs peuvent être définis pour des classes de ponts plus générales. La tâche consiste alors à générer des courbes de fragilité pour des classes typiques de ponts et non pour des ponts individuels.

Pour la réalisation de cette étude, l'inventaire du parc de ponts de la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale* a été sélectionné en raison de sa forte représentativité de l'ensemble des ponts de la province de Québec (Ministère des Transports du Québec, 2012a). De cette base de données obtenue du ministère, 733 ponts de tout type structural et les éléments les

composant ont été relevés, classés selon différents thèmes et ensuite analysés statistiquement afin de définir des modèles de ponts génériques représentatifs.

La médiane et la moyenne des années de construction des ponts de l'inventaire sont fixées à l'année 1974. Les modèles de pont doivent donc être conçus avec la version du code applicable à cette époque. En particulier, le dimensionnement parasismique de l'armature des colonnes (voir l'ANNEXE I (p.207)) doit se faire en fonction des sollicitations ou forces latérales estimées à cette date. La version du code de conception des ponts qui prévalait en 1974, soit le code *Design of highway bridges (CAN/CSA-S6-1966)*, a servi de guide pour le dimensionnement représentatif des modèles.

Le Tableau 3.1 représente la répartition des ponts de l'inventaire étudié selon leur nombre de travées. En fait, 70 % des ponts possèdent une travée alors que 9,1 % et 12,3 % des ponts ont deux et trois travées respectivement. Les principales classes de ponts étudiées pour assurer une bonne représentativité sont celles des ponts d'une travée à trois travées, représentant un total de 91,4 % de l'inventaire.

Tableau 3.1 Répartition des ponts selon le nombre de leurs travées

Nombre de travées	Effectif	%	Effectif	%	Effectif	%		
1	513	70,0 %	670	91,4 %	513	70,0 %		
2	67	9,1 %			63	8,6 %	220	30,0 %
3	90	12,3 %						
4	26	3,5 %						
5	15	2,0 %						
6	3	0,4 %						
7	6	0,8 %						
8	3	0,4 %						
9	3	0,4 %						
10	1	0,1 %						
12	1	0,1 %						
15	1	0,1 %						
16	1	0,1 %						
17	1	0,1 %						
20	1	0,1 %						
38	1	0,1 %						

La distribution de l'inventaire selon les conditions de retenue pour l'ensemble des classes de ponts (pour les ponts à travée simple et pour ceux à travées multiples) est présentée, de manière plus détaillée, à l'ANNEXE III (p.227). Comme il est souhaité de porter un jugement sur les longueurs d'assise en lien avec la perte d'appui, un maximum de discontinuité dans les tabliers est considéré. Ainsi, les ponts à travée simple simplement appuyée et les ponts à travées multiples simplement appuyées sont choisis. Des conditions d'appui rotulées, simplement appuyées ou discontinues, sont donc utilisées pour toutes les classes de ponts à travée simple et à travées multiples.

3.2 Considération de la distribution des paramètres géométriques

Les principaux paramètres influençant la longueur d'assise minimale et liés avec une possible perte d'appui ont été présentés au CHAPITRE 1. Ce sont ces paramètres géométriques qui définissent les macro-variables des modèles numériques des ponts échantillonnés. Ces modèles géométriques de ponts sont générés aléatoirement en combinant des valeurs représentatives de l'inventaire pour les longueurs des travées, pour les hauteurs des systèmes de piles et pour les biais des tabliers. Toutes les autres propriétés mécaniques et tous les autres attributs seront considérés dans les paramètres structuraux (*voir* la section 3.3).

Pour chacune des trois classes de ponts à une, deux et trois travées, un modèle de base est défini à partir de la distribution statistique des paramètres géométriques des ponts de l'inventaire qui est supposé être distribué selon la loi normale typique de toute population. Chaque modèle sert ensuite à définir des « échantillons » de ponts typiques en variant les paramètres géométriques.

Nielson (2005) explique que la méthode des blocs statistiques est un moyen de prendre des populations similaires, souvent avec des paramètres difficiles à modifier, et de les placer à l'intérieur d'un groupe. Les différences entre ces blocs peuvent ensuite être examinées. Tavares (2012) mentionne que la nature d'une analyse factorielle appliquée pour l'analyse de variance demande que le nombre de blocs différents soit de 2^x (x représentant une valeur

discrétionnaire qui permet de raisonnablement conserver, sans négliger, la sensibilité de l'influence des autres paramètres et l'importance de la géométrie). Dans leurs études respectives (Nielson, 2005; Tavares, 2012), le nombre de blocs est défini comme étant de $2^3 = 8$ blocs, donc huit échantillons de ponts typiques pour chaque classe de ponts. Pour y arriver, l'échantillonnage de la distribution de la géométrie utilise la technique d'échantillonnage latin hypercube (« *Latin Hypercube Sampling – LHS* »). Cette technique permet de répartir la distribution (log-normale ou normale) en N intervalles équiprobables (voir la Figure 3.1) pour lesquelles une valeur est sélectionnée aléatoirement. Les N valeurs obtenues sont couplées aléatoirement aux autres macro-variables et ces N échantillons du pont peuvent être assignés aux différents blocs pour être analysés.

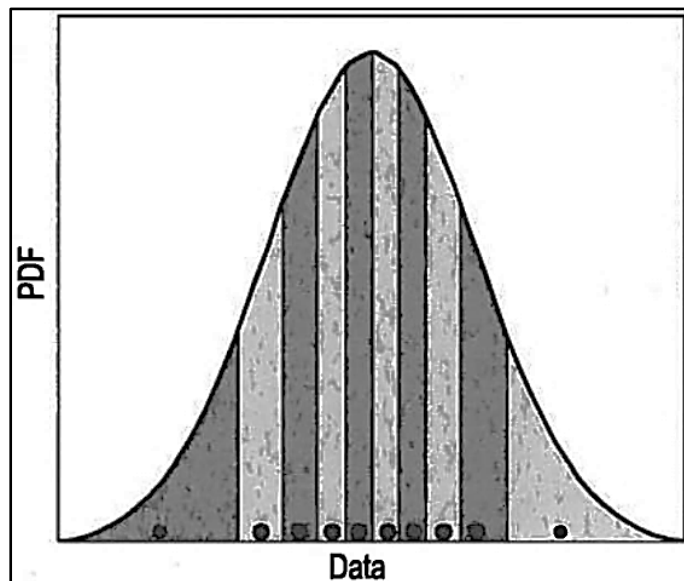


Figure 3.1 Échantillonnage latin hypercube
Tirée de Tavares (2012)

Bien que cette approche soit efficace, elle requiert un temps de calcul considérable. Dans le cadre de cette étude, il a été déterminé d'opter pour un plan d'expérience factoriel à deux facteurs (paramètres géométriques) pour les ponts à une travée et à trois facteurs (paramètres géométriques) pour les ponts à deux et trois travées. Cependant, seulement trois niveaux (variations statistiques) sont étudiés pour le choix des valeurs pour chaque facteur afin de réduire le nombre de combinaisons de modèles et le temps d'analyse tout en conservant la

représentativité. Un premier niveau (variation statistique) utilise une valeur inférieure (valeur médiane (μ) moins un écart-type (σ)), un second avec une valeur médiane (μ) et un troisième avec une valeur supérieure (valeur médiane (μ) plus un écart-type (σ)). Le plan d'expérience factoriel peut être un plan complet (où toutes les combinaisons possibles des paramètres sont testées), un plan d'expérience factoriel fractionnaire (où certaines combinaisons sont testées) ou un plan Taguchi (où certaines combinaisons particulières sont testées). Un plan d'expérience factoriel fractionnaire (un sous ensemble d'un plan d'expérience factoriel complet) se rapprochant de la méthode Taguchi est utilisé dans le cadre de cette thèse, puisqu'il permet d'obtenir les effets de plusieurs paramètres, tout en faisant un minimum de combinaisons.

Le plan d'expérience factoriel complet permet de développer une variété de points d'étude dans une zone ciblée (*voir* la Figure 3.2) par les variations statistiques (niveaux) des différentes valeurs possibles (inférieure, médiane et supérieure) des paramètres (facteurs) étudiés. Ceci permet de représenter le large inventaire de ponts dans des limites statistiquement raisonnable. Par exemple, la Figure 3.2 représente de manière figurative les trois niveaux (variations statistiques) pour trois dimensions ou facteurs (paramètres géométriques) pour un total systématique possible de 27 combinaisons de modèles géométriques par classe de pont. Ainsi, avec toutes les attributions statistiques possibles, il existe $3 \times 3 = 9$ combinaisons pour la classe de ponts à une travée ainsi que $3 \times 3 \times 3 = 27$ combinaisons pour les classes de ponts à deux et trois travées distinctement. Ces $9 + 27 + 27 = 63$ combinaisons de modèles géométriques envisageables sont en nombre beaucoup trop élevé pour la réalisation d'une étude en temps raisonnable compte tenu que les combinaisons sélectionnées seront soumises aux 14 enregistrements sismiques sous forme d'accélérogrammes de séismes bidirectionnels tels que sélectionnés au CHAPITRE 4, donc $63 \times 14 = 882$ analyses ou paires pont-séisme. Cependant, toute sélection aléatoire d'un point à l'intérieur de cette boîte devient un plan d'expérience factoriel fractionnaire qui reste somme toute raisonnable.

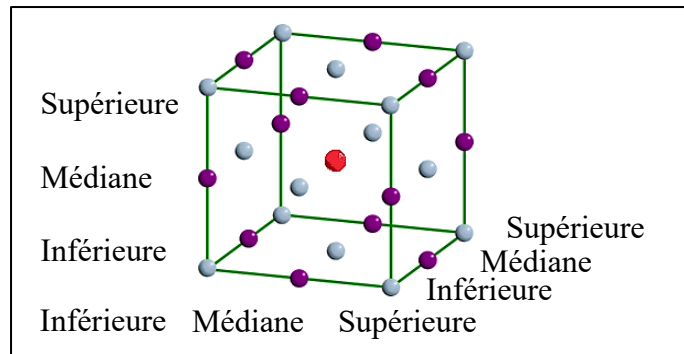


Figure 3.2 Zone d'étude ciblée par le plan
d'expérience factoriel fractionnaire
pour une classe type de pont
Adaptée de Lours (2014)

Cette approche, privilégiée dans ce projet, permet de couvrir une plage de valeurs possibles raisonnables et très probables, sans être trop centré sur la médiane et ni trop orienté sur des valeurs extrêmes peu probables. Les paramètres liés aux incertitudes géométriques des ponts sont traités comme des macro-variables (facteurs) en utilisant des niveaux (variations statistiques), ce que présente le Tableau 3.2 qui résume le contenu de l'ANNEXE III (p.227) en lien avec l'analyse statistique de l'inventaire des ponts de la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale* (échantillon offert par le MTQ). La médiane et l'écart-type sont les principales informations requises afin de procéder au développement des modèles de ponts génériques représentatifs comme en témoigne le Tableau 3.2 avec les valeurs en gras.

D'une manière générale et selon une loi normale, cet intervalle $[\mu - 1\sigma ; \mu + 1\sigma]$ couvre 68,26 % des valeurs de la variable aléatoire normale étudiée comme le montre la Figure 3.3. À l'ANNEXE III (p.227), la couverture de l'intervalle $[\mu - 1\sigma ; \mu + 1\sigma]$ a été calculée pour les paramètres géométriques, et ce, pour les longueurs et hauteurs d'intérêt. La proportion des valeurs comprises par l'intervalle ciblé varie de 72 % à 87 %, avec une proportion moyenne de 77 %. La couverture offerte par l'étude est plus concentrée autour de la médiane que la couverture dite générale ou normale. Ceci assure une assez bonne représentativité pour ces paramètres géométriques et, donc, des modèles suffisamment représentatifs de l'inventaire.

Tableau 3.2 Distribution des plages de valeurs des paramètres géométriques pour chaque classe de ponts (Macro-variables)

Classe de pont	Paramètres géométriques	Distribution *					Unité
		Min.	Max.	Moy.	Méd.	Écart-type	
1 travée simplement appuyée	Longueur totale du tablier	3,700	47,590	16,819	13,600	9,500	m
	Longueur de la travée 1	3,700	47,590	16,816	13,600	9,547	m
	Biais	0,000	58,350	8,033	0,000	12,271	°
2 travées discontinues	Longueur totale du tablier	22,200	114,470	53,130	56,600	19,898	m
	Longueur des travées (Combinées)	11,100	66,230	26,973	28,050	10,025	m
	Longueur de la travée 1	11,100	48,240	26,832	28,550	9,056	m
	Longueur de la travée 2	11,100	66,230	27,114	28,050	11,090	m
	Hauteur des colonnes à la pile 1	3,115	6,521	5,053	5,100	0,907	m
	Biais	0,000	58,000	12,513	7,040	15,640	°
3 travées discontinues	Longueur totale du tablier	16,140	162,650	71,251	63,200	33,856	m
	Longueur des travées (Combinées)	4,110	56,325	22,245	22,900	11,759	m
	Longueur des travées (1+3Combinées)	4,110	56,325	23,650	21,950	11,611	m
	Longueur de la travée 1	4,360	56,325	23,694	21,950	11,624	m
	Longueur de la travée 2	7,000	55,000	25,435	23,000	12,201	m
	Longueur de la travée 3	4,110	56,325	23,605	21,950	11,837	m
	Hauteur des colonnes (Combinées)	3,300	18,850	6,699	5,800	3,640	m
	Hauteur des colonnes à la pile 1	3,300	18,850	6,718	5,800	3,593	m
	Hauteur des colonnes à la pile 2	3,460	18,700	6,701	5,800	3,534	m
	Biais	0,000	58,590	8,499	0,000	16,279	°

* Les valeurs en gras représentent la médiane et l'écart-type qui sont utilisés pour définir les valeurs des paramètres géométriques.

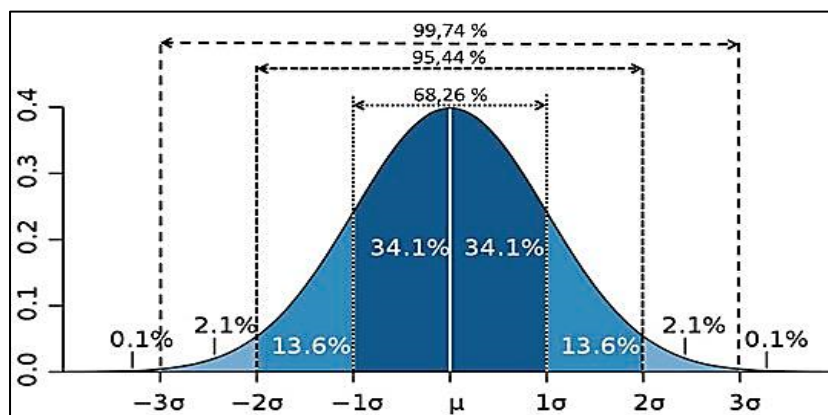


Figure 3.3 Proportion en pourcentage des valeurs d'une variable aléatoire normale comprise dans différents intervalles $[\mu - 1\sigma; \mu + 1\sigma]$, $[\mu - 2\sigma; \mu + 2\sigma]$ et $[\mu - 3\sigma; \mu + 3\sigma]$
Tirée de Michel (2014)

Les valeurs présentées et détaillées au Tableau 3.2, au regard des paramètres géométriques, sont justifiées aux paragraphes suivants.

L'analyse statistique des caractéristiques géométriques a été faite sur tous les types de pont sauf les ponceaux et les portiques, les ponts à béquilles, les ponts en arc, les ponts suspendus ainsi que les ponts couverts, donc sur 452 ponts du parc de 733 ponts de la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale* (échantillon offert par le *MTQ*). Ces ponts sont moins pertinents pour l'étude réalisée, notamment à cause de leur intégralité à certaines ou à toutes leurs extrémités ainsi que de leurs particularités structurales affectant la géométrie. De même, une contre-vérification de leur intégralité a été exécutée dans l'inventaire en validant les ponts présélectionnés avec le type de conditions de retenue qui a été inscrit dans la base de données aux extrémités de leurs tabliers. Pour des tabliers discontinus et simplement appuyés, les ponts ayant des extrémités rotulées sont sélectionnés pour l'analyse statistique contrairement à ceux ayant d'autres types de conditions de retenue comme les encastremements, les porte-à-faux ou les données vides (sans objet dans la base de données).

Aussi, les ponts irréguliers en plan, c'est-à-dire avec un différentiel de longueurs trop important entre deux travées adjacentes, ainsi que les ponts irréguliers en élévation, c'est-à-dire avec un différentiel de hauteurs trop important entre deux systèmes de piles adjacents, ont été écartés des analyses statistiques des caractéristiques géométriques de l'inventaire.

Les longueurs de travées des modèles de pont sont établies selon l'approche suivante :

- Pour les modèles de ponts à deux travées, la statistique (médiane et écart-type en gras au Tableau 3.2) sur la longueur des travées combinées (travées 1 et 2) est utilisée pour définir la longueur des travées 1 et 2 respectivement.
- Pour les ponts à trois travées, la statistique (médiane et écart-type en gras au Tableau 3.2) sur la longueur des travées combinées (travées 1 et 3) est utilisée pour définir la longueur des travées 1 et 3 respectivement alors que la statistique (médiane et écart-type en gras au Tableau 3.2) sur la longueur de la travée 2 est utilisée pour définir la longueur de la travée 2.

Les hauteurs des piles des modèles de pont sont établies selon l'approche suivante :

- Les valeurs sélectionnées pour l'analyse statistique ne comprennent que des piles composées uniquement et entièrement de colonnes, c'est-à-dire que les piles ne comportent aucun fût complet ou même partiel (fût inférieur supportant des colonnes par exemple) dans la pile.
- La hauteur des systèmes de piles n'est pas liée à la forme des colonnes, mais davantage à la géométrie désirée pour la structure en lien avec divers dégagements normatifs et la topographie du terrain. Les hauteurs des colonnes rectangulaires et rondes ont été sélectionnées pour réaliser les statistiques de l'inventaire, et ce, en écartant des statistiques les données ayant comme attributs « autres formes » et « bancs ». Ces attributs réfèrent à une nature incertaine quant au type et/ou à la forme de l'élément structural, ce qui peut, au final, diminuer la validité de l'étude.
- Pour assurer une certaine symétrie régulière aux modèles de ponts à trois travées, la statistique (médiane et écart-type en gras au Tableau 3.2) sur la hauteur des colonnes combinées (piles 1 et 2) est utilisée pour définir la hauteur des colonnes aux piles 1 et 2 respectivement.

Pour les valeurs de biais, l'utilisation de l'approche de la valeur inférieure, de la valeur médiane et de la valeur supérieure semble peu significative. La médiane est souvent à 0° ou très près, et, si on retranche la valeur d'un écart-type, la valeur inférieure devient négative et déraisonnable. Dans l'optique de mieux couvrir la plage de valeurs pour le biais, les médianes respectives de trois sous-groupes d'intervalles de valeurs, soient 0°-20° (intervalle pour les ponts réguliers), 20°-40° (premier intervalle de ponts jugés irréguliers) et 40°-60° (second intervalle de ponts jugés irréguliers), ont été retenus pour l'attribution d'une valeur aux modèles. Des valeurs de biais au-delà de l'intervalle caractérisant les ponts réguliers ont été envisagées étant donné que ce paramètre géométrique est important pour évaluer et quantifier son influence sur le comportement des ponts en lien avec la longueur d'assise et la possibilité de perte d'appui des tabliers. Le Tableau 3.3 présente les valeurs utilisées pour les biais médians selon les classes et intervalles établies, soit un résumé des valeurs présentées à l'ANNEXE III (p.227).

Tableau 3.3 Valeurs utilisées pour les biais médians
selon les classes et intervalles établies

Biais médians (°)			
	0°-20°	20,1°-40°	40,1°-60°
Pont à 1 travée	0,000	26,870	45,000
Pont à 2 travées	0,000	25,600	52,140
Pont à 3 travées	0,000	26,600	57,025

Les valeurs à utiliser pour les longueurs des travées et les hauteurs des colonnes sont ensuite calculées et arrondies à l'unité de mètre pour les longueurs de travées, au dixième de mètre pour les hauteurs de colonnes et à l'unité de degré pour le biais. Les paramètres géométriques ou macro-variables (longueurs des travées, hauteurs des colonnes et biais du tablier) sont combinées aléatoirement les unes avec les autres afin de déterminer les échantillons géométriques des ponts. Ainsi, trois niveaux (variations statistiques) de valeurs des facteurs (paramètres géométriques) combinées à trois classes de ponts résultent en neuf combinaisons de modèles géométriques aléatoires. À ce nombre, trois combinaisons de modèles géométriques composés uniquement de valeurs médianes sans biais sont ajoutés, soit une combinaison de modèle par classe de ponts, ce qui donne un total de 12 combinaisons de modèles géométriques aléatoires.

Avec toutes ces considérations, la matrice d'expérimentation au Tableau 3.4 présente l'ensemble des échantillons des modèles géométriques étudiés et sélectionnés à partir du plan d'expérience factoriel fractionnaire. Cette procédure d'échantillonnage permet d'obtenir une série de 12 combinaisons de modèles analytiques de ponts suffisamment représentatifs pour conclure sur l'influence des paramètres géométriques (facteur) d'intérêt. Au final, un échantillon générique calé sur un échantillonnage réel permet d'obtenir 12 combinaisons réalistes de modèles géométriques de ponts.

Tableau 3.4 Matrice d'expérimentation et échantillons des modèles géométriques des ponts

Modèles géométriques	1 travée				2 travées				3 travées			
	1.0	1.1	1.2	1.3	2.0	2.1	2.2	2.3	3.0	3.1	3.2	3.3
Longueur de la travée 1 (m)	14	23	14	4	28	38	28	18	22	34	22	10
Longueur de la travée 2 (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	28	38	28	18	23	35	23	11
Longueur de la travée 3 (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	22	34	22	10
Hauteur des colonnes de la pile 1 (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	5,1	6,0	4,2	5,1	5,8	9,4	2,2	5,8
Hauteur des colonnes de la pile 2 (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	5,8	9,4	2,2	5,8
Biais (°)	0	27	45	0	0	26	0	52	0	0	27	57

3.3 Considération de la distribution des paramètres structuraux

Les propriétés mécaniques des matériaux (paramètres structuraux ou micro-variables) influencent le comportement du pont et contribuent aussi à l'incertitude épistémique. Contrairement aux paramètres géométriques dont la sélection est basée sur une distribution connue, ces micro-variables représentent davantage l'incertitude des différentes caractéristiques structurales du pont liées aux propriétés mécaniques des matériaux dont la variabilité est rapportée dans la littérature. Par exemple, cela peut faire référence à l'année de construction qui est reliée au niveau de conception, au nombre et à l'aire des sections des colonnes qui est liée à la rigidité flexionnelle, à f'_c , à f_y , aux dimensions des chevêtres, aux propriétés mécaniques des tabliers, aux propriétés mécaniques des appareils d'appui et aux propriétés mécaniques des impacts aux joints des tabliers. La liste exhaustive de ces paramètres structuraux est donnée au Tableau 3.5.

Dans le but de couvrir la plage de valeurs possibles associée à chaque paramètre, 2^k échantillons doivent être sélectionnés, k représentant le nombre de paramètres structuraux. Il est possible de sacrifier certaines informations et de réduire le plan d'expérience factoriel fractionnaire par une fraction de 2^p (p représentant une valeur discrétionnaire qui permet d'obtenir un nombre raisonnable d'essais tout en conservant les principes d'une analyse de variance générique), ce qui donne un nombre total d'essais établi à 2^{k-p} . Par exemple, Nielson (2005) rapporte que, lorsqu'un maximum de 15 paramètres (k) sont considérés, donc un maximum de $2^{15} = 32\,768$ essais par classe, un plan d'expérience factoriel fractionnaire avec

32 essais est requis, ce qui signifie que le protocole est classifié comme un protocole à 2^{k-p} où $p = 10$ et $k - p = 5$. De même, Tavares (2012) précise que son protocole, ayant 12 paramètres (k), donc un maximum de $2^{12} = 4096$ essais par classe, est aussi classifié comme tel avec $p = 7$ et $k - p = 5$. Ce sont ces $2^5 = 32$ essais qui sont séparés aléatoirement dans les huit blocs géométriques proposés dans l'approche des auteurs, donc quatre essais par bloc, pour tenir compte de la variabilité des paramètres structuraux dictant le comportement mécanique du pont.

Cette approche requiert un temps considérable et, comme pour les macro-variables, dans la présente étude, on a opté pour trois niveaux (variations statistiques) de valeurs (inférieure, médiane et supérieure) pour les paramètres structuraux. Chacune des neuf combinaisons de modèles géométriques aléatoires se voit ainsi attribuer aléatoirement une valeur pour chaque paramètre structural (inférieure, médiane ou supérieure), indépendamment de l'attribution aléatoire d'un paramètre structural précédent. Par exemple, si le béton pour un premier modèle a un f'_c d'une valeur inférieure attribuée aléatoirement, le f_y de l'acier d'armature n'est pas nécessairement d'une valeur inférieure aussi, car l'attribution du f_y est également aléatoire parmi les valeurs inférieure, médiane ou supérieure.

L'attribution aléatoire des paramètres structuraux peut résulter en des combinaisons non réalistes ou cohérentes avec les autres caractéristiques du modèle de pont. Ainsi, certains paramètres structuraux ont été fixés, notamment les dimensions, le nombre et la disposition des colonnes et du chevetre dans la pile. De même, le type de tablier médian a été priorisé afin d'obtenir des comportements et des masses comparables.

Ainsi, en considérant les valeurs de paramètres structuraux, il en résulte neuf combinaisons de modèles structuraux aléatoires. À ce nombre, on ajoute trois combinaisons de modèles structuraux de ponts sans biais et définis par les valeurs médianes des paramètres structuraux. Ceci donne un total de 12 combinaisons réalistes de modèles structuraux de pont.

Toutes les valeurs sélectionnées sont aussi présentées à l'ANNEXE IV (p.251). Les sections de cette annexe présentent la source, la réflexion ainsi que le choix des valeurs qui ont mené à la définition de l'échantillonnage des modèles structuraux composant la matrice d'expérimentation. L'ANNEXE IV.1 (p.252) présente le *Dimensionnement des tabliers* issu de la revue de la littérature faite. L'ANNEXE IV.2 (p. 255) présente le *Dimensionnement des piles et des colonnes*. Pour ces éléments spécifiquement et selon les paramètres géométriques et structuraux des modèles de l'étude, il est possible de calculer les charges et les efforts induits, puis d'inclure toutes ces contraintes de dimensionnement dans le logiciel *spColumn Version 4.8*, élaboré par StructurePoint LLC. (2011). Ce dernier effectue une optimisation du dimensionnement avec 10#10 pour les colonnes des ponts à deux travées et 64#5 pour les colonnes des ponts à trois travées. Enfin, l'ANNEXE IV.3 (p.263) présente le *Dimensionnement des appareils d'appui* (déformation de l'élastomère jusqu'à l'atteinte de la force de friction avant glissement longitudinal et transversal) alors que l'ANNEXE IV.4 (p.266) présente le *Dimensionnement des impacts aux joints* (16,276 mm, 24,5 mm ou 32,724 mm longitudinalement et 3 mm transversalement avant enclenchement de l'élément ou du matériau adjacent).

3.4 Modélisation des modèles de ponts

La modélisation des ponts est réalisée à l'aide du logiciel de calcul des structures *CSIBridge Version 15.1.1* (Computers & Structures Inc., 2011), qui est le module-plateforme pour les ponts du logiciel *SAP2000 Version 15.0.0* (Computers & Structures Inc., 2011) dédié spécifiquement à la modélisation en trois dimensions de ponts. Les différents paramètres géométriques ainsi que les différents paramètres structuraux pertinents pour l'étude de chaque modèle de ponts de la matrice d'expérimentation sont définis, puis attribués aux divers nœuds et éléments composant le modèle numérique. La Figure 3.4 illustre les modèles types en trois dimensions de ponts droits à une, deux et trois travées générés pour les besoins de cette étude avec le logiciel *CSIBridge Version 15.1.1* (Computers & Structures Inc., 2011).

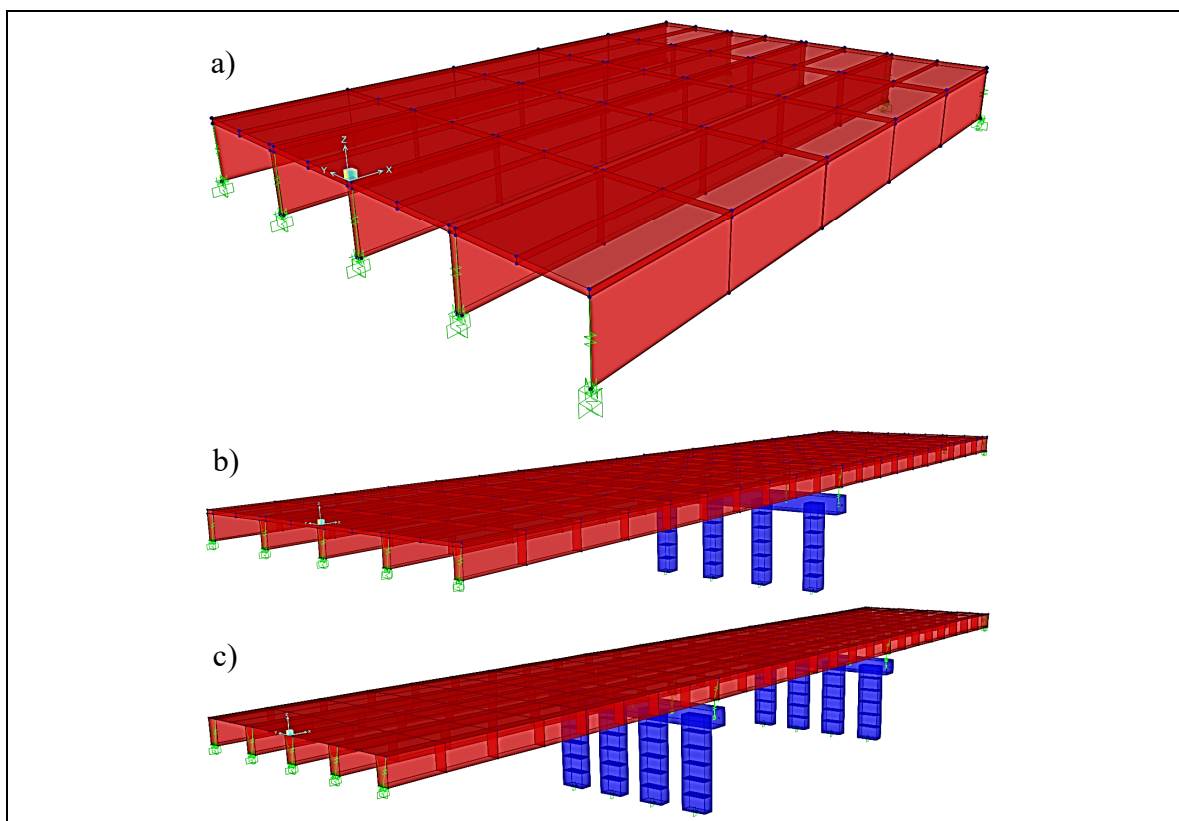


Figure 3.4 Modèles types de ponts droits générés avec le logiciel *CSIBridge* à a) une travée, b) deux travées et c) trois travées respectivement

Des analyses dynamiques temporelles non linéaires par intégration numérique sont effectuées sur les nombreuses variantes des modèles types de ponts de la matrice d'expérimentation présentées dans les sections précédentes. Les réponses caractéristiques analysées sont les déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles, les efforts dans les colonnes ainsi que les déformations et les contraintes dans les fibres (*voir* la section 3.4.2).

3.4.1 Modèles de base

Les systèmes structuraux typiques des ponts sont illustrés aux figures suivantes (*voir* la Figure 3.5, la Figure 3.6 et la Figure 3.7). Un tablier à dalle pleine en béton armé repose sur un ensemble de cinq poutres en béton. Ces poutres reposent à leur tour sur des appareils d'appui, cinq fixes et cinq mobiles par travée, en élastomère fretté (pour les ponts à courte et moyenne portée) ou en élastomère confiné (pour les ponts à longue portée) à leurs deux extrémités

(chevêtre et/ou culée). Le système de pile est constitué d'un chevêtre rectangulaire en béton et de quatre colonnes rectangulaires en béton. Les tabliers sont discontinus, donc simplement appuyés à leurs extrémités des travées, et permettent d'accommoder une, deux ou trois travées selon la classe de pont. Deux culées sont présentes aux extrémités du pont, mais elles n'ont pas été modélisées. Ainsi, sous les appareils d'appui mobiles aux extrémités des modèles, les conditions limites sont fixées en guise de substitution aux culées.

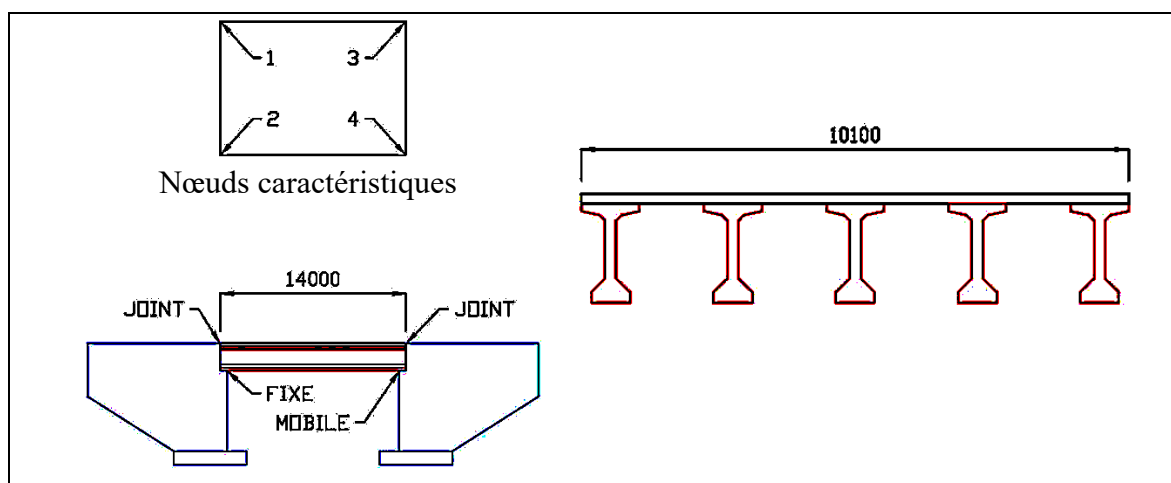


Figure 3.5 Modèle type de ponts droits à une travée

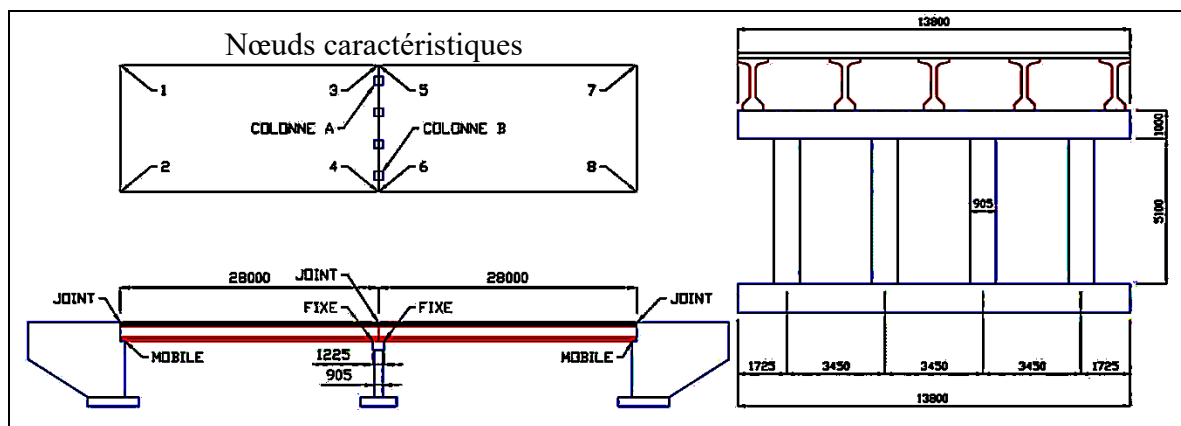


Figure 3.6 Modèle type de ponts droits à deux travées

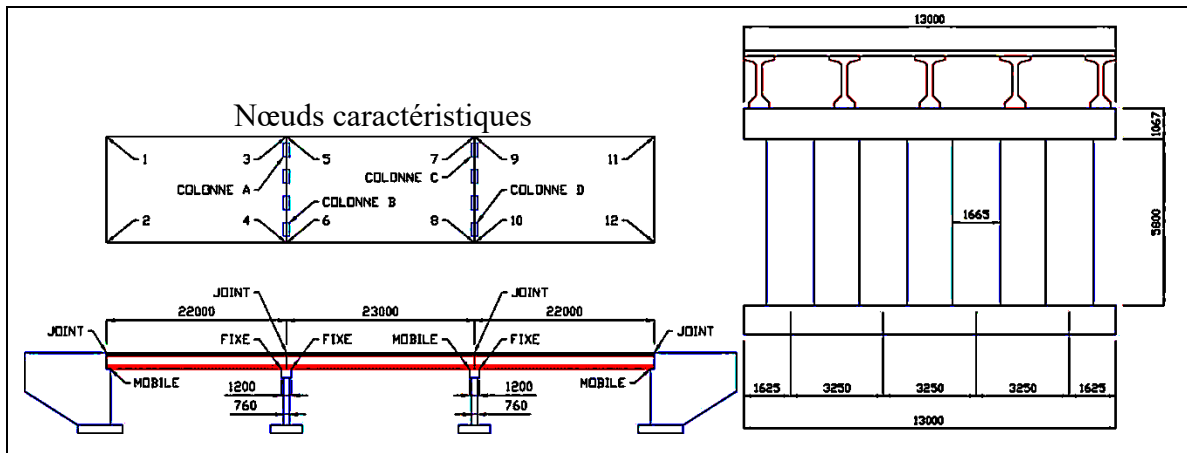


Figure 3.7 Modèle type de ponts droits à trois travées

Le tablier et le chevêtre sont modélisés par des éléments élastiques linéaires de type poutre-colonne puisqu'ils sont reconnus pour posséder un comportement élastique. Les colonnes du système de pile sont modélisées par des éléments élastiques linéaires de type poutre-colonne avec une zone de rotule plastique définie par des éléments fibres (armature, béton non confiné et béton confiné) pour représenter le comportement inélastique non linéaire à la base et en tête des colonnes. Des éléments d'impact simulant les joints d'expansion longitudinaux entre le tablier et la culée (tablier-culée) ou entre les deux tabliers (tablier-tablier) sont modélisés aux extrémités respectives des tabliers. L'impact transversal est modélisé au niveau des appareils d'appui avec un goujon ou une butée/plaque guide de retenue.

La séquence d'attribution des appareils d'appui fixes versus mobiles est uniformisée pour les modèles de la matrice d'expérimentation. Pour les ponts à travée simple, les poutres ont leur extrémité gauche attachées à des appareils d'appui fixes à la culée gauche alors que leur extrémité droite est attachée à des appareils d'appui mobiles à la culée droite (fixe-mobile). Les poutres de tablier des ponts à deux travées sont attachées à des appareils d'appui mobiles aux culées gauche et droite alors qu'elles sont attachées à des appareils d'appui fixes au niveau de la pile centrale (mobile-fixe/fixe-mobile). Les poutres de tablier des ponts à trois travées sont attachées à des appareils d'appui mobiles aux culées gauche et droite alors qu'elles sont attachées à des appareils d'appui fixes au niveau de la première pile (gauche). Au niveau de la seconde pile (droite), les poutres de la travée centrale sont attachées à des appareils d'appui

mobiles alors que les poutres de la troisième travée (gauche) sont attachées à des appareils d'appui fixes, toujours au niveau de la seconde pile (droite). La Figure 3.8 illustre la séquence des appareils d'appui pour les ponts à trois travées (mobile-fixe/fixe-mobile/fixe-mobile).

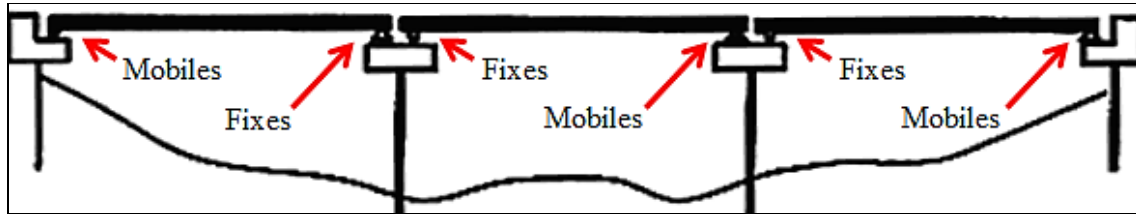


Figure 3.8 Séquence des appareils d'appui pour les ponts à trois travées

3.4.2 Modélisation de la longueur de rotule plastique et du confinement

Pour la modélisation des colonnes à l'aide du logiciel de calcul de structures *SAP2000 Version 15.0.0* (Computers & Structures Inc., 2011), la rotule plastique concentrée a été adoptée pour représenter la zone dans laquelle la colonne se comporte dans le domaine inélastique. Cette zone, située à la base et en tête des colonnes, se forme contre un élément de support (semelle de fondation, cheville, etc.) et s'étend sur une longueur L_p . Lorsqu'il y a une sollicitation longitudinale dans le domaine inélastique, une rotule plastique se développe à la base des colonnes en contact avec un élément de support, soit ici la semelle de fondation. Lorsque le pont est sollicité transversalement, la rotule plastique se développe aussi en tête de colonne à cause de l'effet cadre créé dans cette direction par le contact avec un élément de support rigide, ici le cheville. La longueur de la rotule plastique équivalente, L_p , est estimée à l'aide de l'équation (3.1) basée sur des résultats d'analyses et de tests et tirée de Priestley et al. (1996) tel que recommandé par Aviram et al. (2008).

$$L_p = 0,08L + 0,022f_{ye}d_{bl} \geq 0,044f_{ye}d_{bl} \quad (3.1)$$

Où L , f_{ye} et d_{bl} représentent, respectivement, la longueur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion (en mm), la limite de résistance élastique des barres d'armature longitudinales (en MPa) et le diamètre des dites barres d'armature (en mm).

Puisque la plastification n'est pas anticipée lors des sollicitations sismiques dans la partie des colonnes située en dehors des zones de rotules plastiques, ces dernières sont modélisées à l'aide d'éléments élastiques linéaires de type poutre-colonne. Pour simuler une section fissurée, l'inertie effective des colonnes est considérée à 70 % de l'inertie brute ($I_e = 0,7 I_g$). A contrario, les sections rectangulaires des colonnes situées à l'intérieur des zones de rotules plastiques sont discrétisées à l'aide d'éléments fibres comme l'illustre la Figure 3.9.

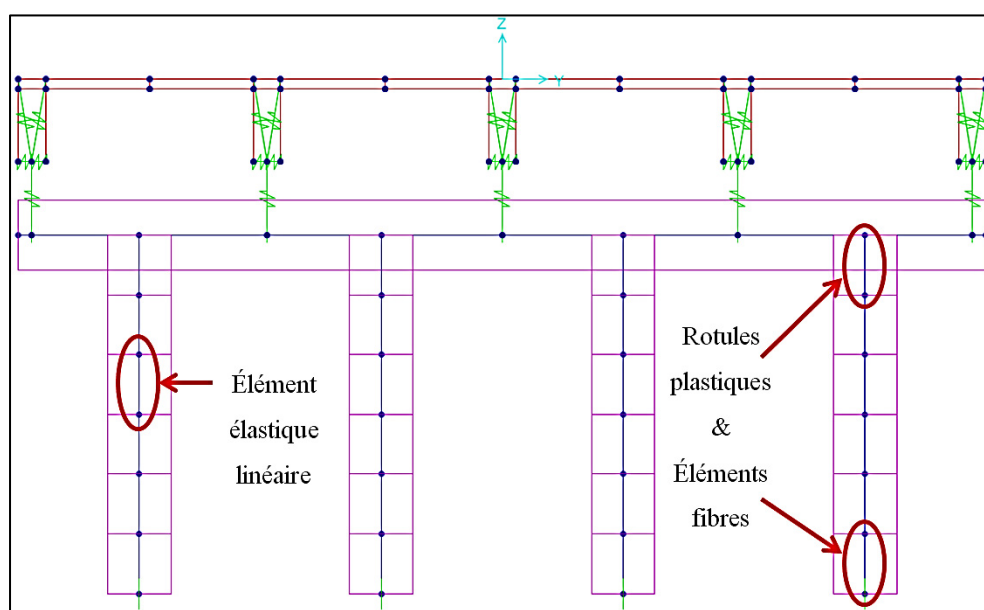


Figure 3.9 Rotules plastiques et éléments de modélisation associés aux zones ciblées

La discrétisation de la section en éléments fibres se fait selon l'approche de SeisMosoft (2016) comme présenté à la Figure 3.10. La section transversale rectangulaire en béton armé est composée d'un pourtour de fibres de béton non confiné auxquelles sont ajoutés un noyau de fibres de béton confiné et une ceinture de fibres d'acier d'armature longitudinale.

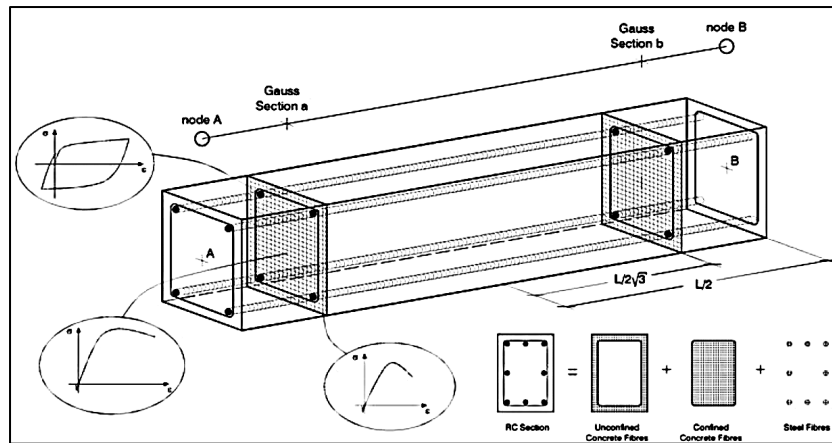


Figure 3.10 Discretisation de la section transversale
en éléments fibres
Tirée de Seismosoft (2016)

Pour les ponts à deux travées, 91 fibres sont utilisées pour modéliser la section rectangulaire des colonnes en béton armé, soit 32 fibres pour le pourtour d'enrobage de béton non confiné, 49 fibres pour le noyau de béton confiné et 10 fibres pour la ceinture d'acier d'armature. Pour les ponts à trois travées, la section rectangulaire des colonnes en béton armé est modélisée avec un total de 192 fibres, soit 44 fibres pour le pourtour d'enrobage de béton non confiné, 84 fibres pour le noyau de béton confiné et 64 fibres pour la ceinture d'acier d'armature. La Figure 3.11 illustre la disposition de toutes ces fibres pour les sections rectangulaires des colonnes des ponts à deux travées et trois travées.

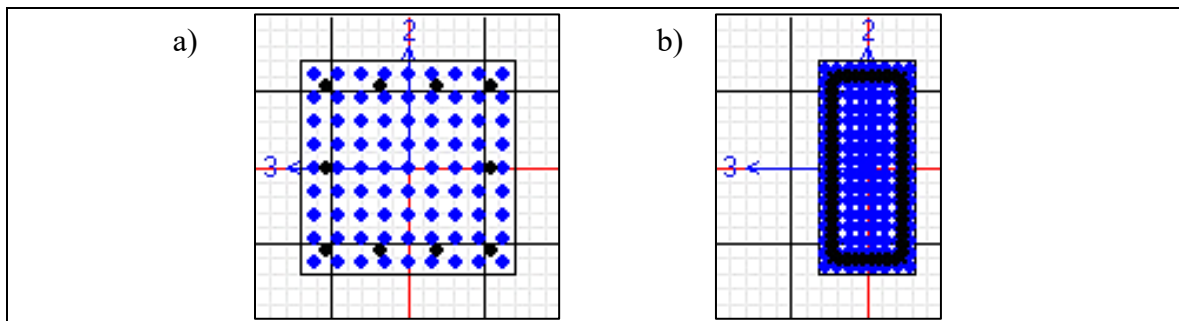


Figure 3.11 Disposition des fibres pour les sections rectangulaires des colonnes des ponts à
a) deux travées et b) trois travées

3.4.3 Lois de comportement des matériaux et principales caractéristiques associées

La définition des lois de comportement des matériaux est une étape essentielle pour modéliser le comportement inélastique des éléments et du pont dans son ensemble, lorsque soumis à une sollicitation sismique. Une modélisation détaillée des zones de dissipation de l'énergie sismique permet d'étudier le comportement sismique des piles de ponts. Grâce à la discrétisation de la section transversale en éléments fibres, il est possible de faire une modélisation réaliste du béton non confiné, du béton confiné et de l'acier d'armature constituant la section. Les lois de comportement de ces matériaux sont définies par des relations contrainte-déformation où la résistance nominale du matériau a été utilisée pour les analyses temporelles inélastiques comme exigé par le *CAN/CSA-S6-2019*. L'incertitude reliée à la résistance réelle (souvent supérieure par rapport aux valeurs nominales spécifiées à l'origine) développée par les matériaux est incluse dans la présente étude paramétrique.

Les lois de comportement non linéaire contrainte-déformation du béton (*voir* la Figure 3.12) développées par Mander et al. (1988) sont attribuées aux fibres du pourtour d'enrobage de béton non confiné et aux fibres du noyau de béton confiné situées dans les zones de rotule plastique (bien que les colonnes des ponts, tels que conçus à l'époque, ont souvent trop peu d'étriers rendant ainsi leur noyau en béton peu confiné), et ce, pour aller rechercher la plastification anticipée lors des sollicitations sismiques dans les colonnes des modèles de ponts. Les deux paragraphes suivants résument l'allure graphique générale de ces lois de comportement inélastique en s'appuyant sur les travaux de Moradiankhabiri (2016).

Le modèle de béton non confiné est représenté par deux zones. La première zone est représentée par une courbe parabolique ascendante jusqu'à la résistance maximale du béton en compression, f'_{co} , correspondant à une déformation ε_{co} . La seconde zone, décrivant le comportement du béton pour des déformations supérieures à ε_{co} , est constituée de deux portions descendantes, soient une portion parabolique jusqu'à une déformation correspondant à $2 \times \varepsilon_{co}$ suivie d'une portion linéaire jusqu'à la déformation maximale, ε_{sp} .

Le modèle du béton confiné est aussi représenté par deux zones, soient une courbe ascendante jusqu'à la résistance maximale en compression du béton confiné, f'_{cc} , correspondant à une déformation ϵ_{cc} ainsi qu'une droite descendante jusqu'à la déformation ϵ_{cu} correspondant à la rupture de la première armature transversale de confinement.

Le modèle de Mander et al. (1988) illustré à la Figure 3.12, montre bien l'apport du confinement de l'armature transversale sur le noyau du béton, soit une augmentation significative de la résistance et de la ductilité du béton comprimé. Le comportement en tension du béton est représenté par une droite jusqu'à une déformation ϵ_t correspondant à une contrainte maximale en traction du béton, f'_t . Concernant la règle de dégradation des matériaux de béton sous le comportement cyclique, Computers & Structures Inc. (2011) suggère de suivre le modèle de Takeda et al. (1970), ce qui est réalisé pour la modélisation avec le logiciel de calcul de structures *SAP2000 Version 15.0.0*.

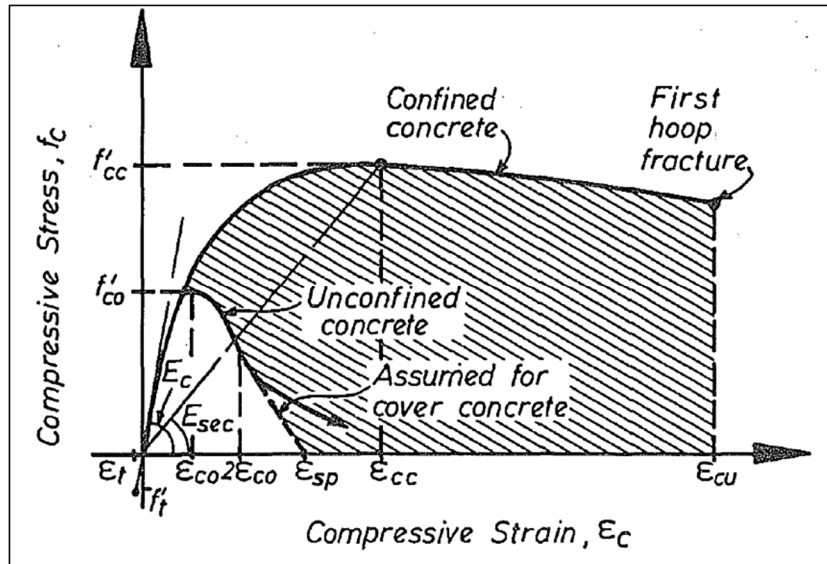


Figure 3.12 Loi de comportement des fibres de béton confiné et non confiné
Tirée de Mander et al. (1988)

En second lieu, la loi de comportement non linéaire contrainte-déformation (voir la Figure 3.13), développée par Park et al. (1986), a été adoptée pour définir le matériau des fibres de la

ceinture d'acier d'armature. L'allure graphique générale du modèle de cette loi est représentée par quatre zones. La première zone est représentée par une droite ascendante jusqu'à la limite élastique de l'acier d'armature, f_y , correspondant à une déformation ϵ_y . La deuxième zone est décrite par un plateau parfaitement plastique jusqu'à une déformation où débutera un durcissement de l'acier d'armature, soit ϵ_{sh} sur le graphique de la Figure 3.13. La troisième zone, décrivant le comportement de l'acier d'armature pour des déformations supérieures à ϵ_{sh} , est constituée d'une courbe parabolique ascendante jusqu'à la résistance maximale de l'acier d'armature, f_{su} , laquelle correspond à une déformation ϵ_{su} tel qu'illustré sur le graphique de la Figure 3.13. La dernière zone serait caractérisée par une droite descendante correspondant à la rupture de l'acier d'armature.

Le comportement « *Kinematic* » des fibres est sélectionné, dans le logiciel de calcul de structures *SAP2000 Version 15.0.0*, pour décrire la règle de dégradation de l'acier d'armature. Pour ce comportement, la résistance de l'acier d'armature ne se dégrade pas avec le comportement cyclique de l'élément (Aviram et al., 2008) et des coefficients d'adhérence standard ont été utilisés.

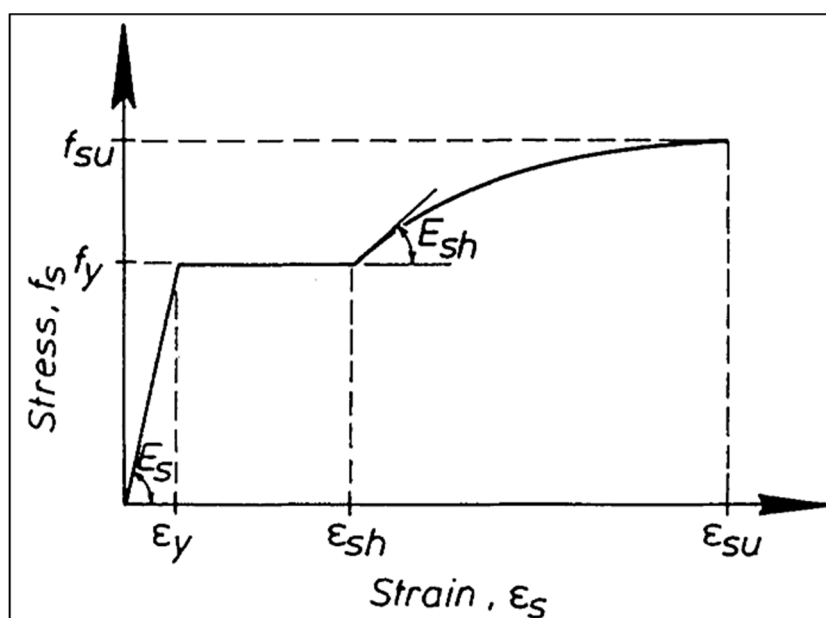


Figure 3.13 Loi de comportement des fibres
de l'acier d'armature
Tirée de Watson et al. (1994)

Plus de précisions sur les détails des lois de comportement retenues sont explicitées à l'ANNEXE IV. Les propriétés linéaires des tabliers de ponts sont précisées à l'ANNEXE IV.5 (p.267). Plus d'informations sont données sur les propriétés non linéaires et les courbes contrainte-déformation du béton à l'ANNEXE IV.6 (p.268), de l'acier à l'ANNEXE IV.7 (p.271), des appareils d'appui à l'ANNEXE IV.8 (p.272) ainsi que des éléments d'impact à l'ANNEXE IV.9 (p.274).

3.5 Sommaire

La procédure pour définir les modèles représentatifs de l'inventaire du parc ciblé de ponts a été présentée en détails et une revue de l'inventaire étudié a permis de déterminer les principaux paramètres nécessaires au dimensionnement des modèles. La distribution des paramètres géométriques (macro-variables) ainsi que des paramètres structuraux (micro-variables) (incluant les propriétés mécaniques des matériaux et autres propriétés structurales) a été expliquée. L'approche pour l'attribution des valeurs tient compte du comportement de tous les éléments ainsi que de leur incertitude et/ou variabilité parmi la plage de valeurs des données présélectionnées de l'inventaire et/ou de la littérature. Cet échantillonnage probabiliste permet d'obtenir des paramètres (facteurs) avec des attributions aléatoires (niveaux) de valeurs représentatives (inférieure, médiane et supérieure) pour l'obtention d'une série de 12 combinaisons de modèles de pont formant ainsi la matrice d'expérimentation de la présente étude. Ces modèles de ponts sont conçus selon le *CAN/CSA-S6-1966* pour les tabliers, les piles et leurs colonnes, les appareils d'appui ainsi que les joints. La modélisation numérique de ces modèles s'est fait à l'aide du logiciel de calcul des structures *CSIBridge Version 15.1.1* (Computers & Structures Inc., 2011), qui est le module-plateforme pour les ponts du logiciel *SAP2000 Version 15.0.0* (Computers & Structures Inc., 2011). La modélisation prend en considération, dans la définition des attributs des éléments et des fibres des modèles numériques, les notions de longueur de rotule plastique et du confinement ainsi que les lois de comportement des matériaux et de leurs principales caractéristiques/propriétés associées. Les courbes contrainte-déformation du béton, de l'acier d'armature, des appareils d'appui ainsi que des éléments d'impact ont été illustrées.

CHAPITRE 4

SÉLECTION ET CALIBRATION DES ACCÉLÉROGRAMMES

Ce chapitre présente les mouvements sismiques sélectionnés et utilisés dans les analyses dynamiques temporelles non linéaires. Les mouvements sismiques utilisés sont représentatifs de ceux anticipés dans la région de Montréal, Québec, à l'Est du Canada où l'aléa sismique est considéré modéré et le risque sismique élevé. Les mouvements sismiques, composés de paires d'accélérogrammes historiques et artificiels, ont été, entre autres, calibrés sur le spectre de conception du code et transformés selon les directions principales.

4.1 Introduction

Le Canada est soumis à une activité sismique de modérée à importante, tel que présentée sur la carte d'aléa sismique à la Figure 4.1.

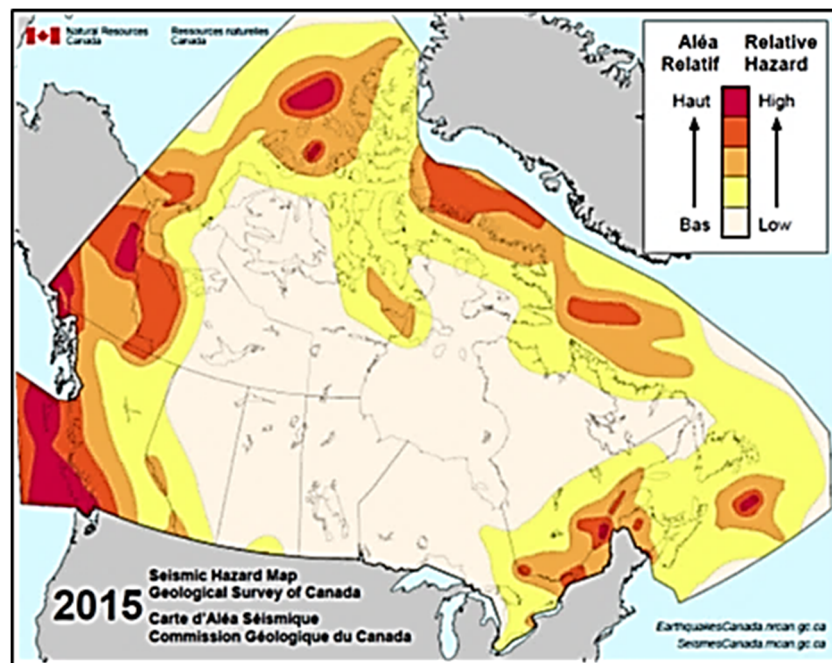


Figure 4.1 Carte d'aléa sismique du Canada
Tirée de Séismes Canada (2016a)

Il est à noter que l'aléa sismique est aussi modéré à élevé dans l'Est du Canada, tout particulièrement dans la région de Charlevoix-Kamouraska ainsi que le long des failles des vallées du Saint-Laurent et de l'Outaouais. Ces régions sont, d'un point de vue socio-historique, les zones les plus peuplées et développées du Québec (Environnement Québec, 2005). Par conséquent, le bâti existant en termes de nombre d'ouvrages sur le réseau routier y est important.

Chaque année (voir la Figure 4.2), environ 450 séismes sont détectables dans l'Est du pays. De ce nombre, quatre en moyenne dépassent la magnitude M4,0, 30 dépassent la magnitude M3,0 et 25 autres sont ressentis. Au cours d'un cycle de 10 ans, trois séismes en moyenne dépassent la magnitude M5,0. Un séisme de magnitude M3,0 peut être ressenti dans les régions environnantes et un séisme de magnitude M5,0 marque, en général, le seuil pour qu'un événement sismique provoque des dommages (Séismes Canada, 2016b).

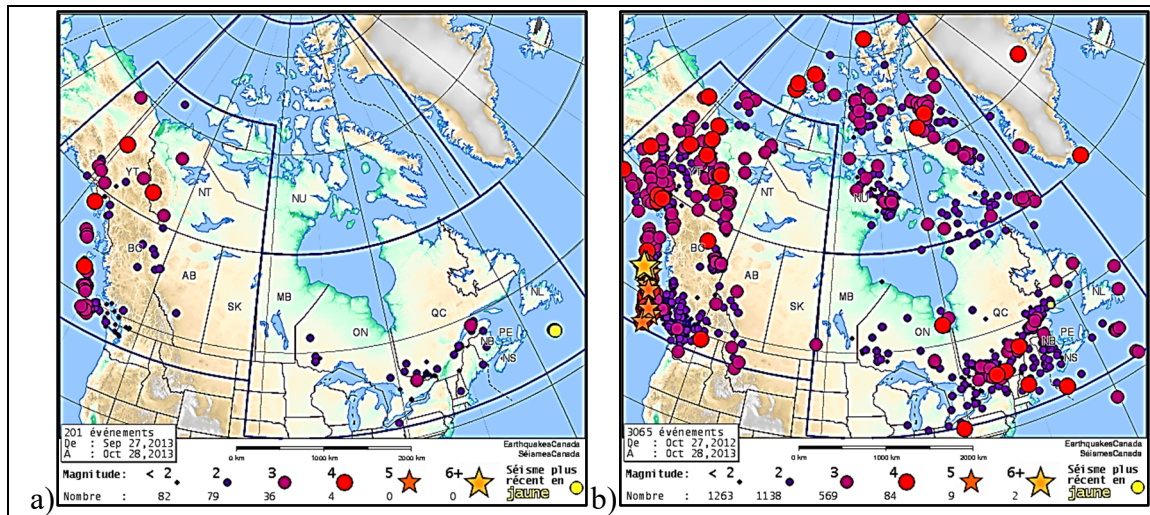


Figure 4.2 Séismes survenus sur une période a) de 30 jours et b) d'une année
Tirée de Séismes Canada (2013)

4.2 Sélection des accélérogrammes

La conception parasismique des ponts peut être basée sur la performance en considérant des événements sismiques ayant une probabilité d'occurrence de 2 %, 5 % et 10 % en 50 ans

(*CAN/CSA-S6-2019*). À cet effet, les ponts doivent être conçus pour rencontrer des critères minimaux de performances structurales, fonctionnelles et de service sous des aléas sismiques spécifiés. La détermination de l'aléa sismique, quant à elle, repose sur l'approche adoptée dans le *Code national du bâtiment du Canada (CNBC-2015)* dans lequel il est spécifié à l'article 4.1.8.4.1 qu'un événement sismique ayant une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, soit une période de récurrence de 2475 ans, doit être considéré pour la conception.

Le *CAN/CSA-S6-2019* spécifie que « 11 ensembles ou plus d'enregistrements du mouvement du sol doivent être utilisés dans la conception » et « pas plus de deux ensembles d'enregistrements du mouvement du sol doivent être sélectionnés parmi tout tremblement de terre historique donné ». Dans un contexte d'évaluation des ponts existants, le *FEMA P-2082* (Federal Emergency Management Agency, 2020) et l'*Eurocode 8* (Comité Européen de Normalisation, 2012) recommandent l'utilisation d'un minimum de sept événements sismiques avec un maximum de deux enregistrements sismiques pour un même événement sismique historique donné.

La sélection tient compte de la sismicité spécifique de l'Est du Canada, et ce, pour représenter les différentes caractéristiques des séismes de la région, tels que la durée, le contenu fréquentiel et l'accélération spectrale maximale du sol (« *Peak ground acceleration* » (*PGA*)). Tel que noté par Padgett (2007), la capacité de la série d'accélérogrammes à saisir des incertitudes inhérentes à la source du séisme, à la propagation des ondes et aux conditions du sol dicte la capacité de la procédure de développement de la courbe de fragilité à propager ces incertitudes aléatoires.

Une sélection représentative des séismes pour la région de Montréal (Est du Canada), étant donné que son risque sismique global est le plus élevé au Québec à cause de sa densité de population et des infrastructures et pour des fins de comparaisons avec d'autres études sismiques québécoises, a été effectuée sur la base de la déaggrégation de l'aléa sismique en fonction du *PGA* exprimée en termes de scénarios magnitude-distance hypocentrale (M-R) pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans. Comme illustré à la Figure 4.3, chaque

scénario possède un pourcentage (%) de contribution à l'aléa sismique. Une sélection optimale des scénarios magnitude-distance hypocentrale vise une contribution supérieure, donc une plus forte probabilité d'occurrence et de représentativité. Les scénarios M-R prédominants en fonction de la déaggrégation pour Montréal sont déterminés selon les recommandations de Atkinson (2015) et Atkinson et Boore (2006) et présentés au Tableau 4.1.

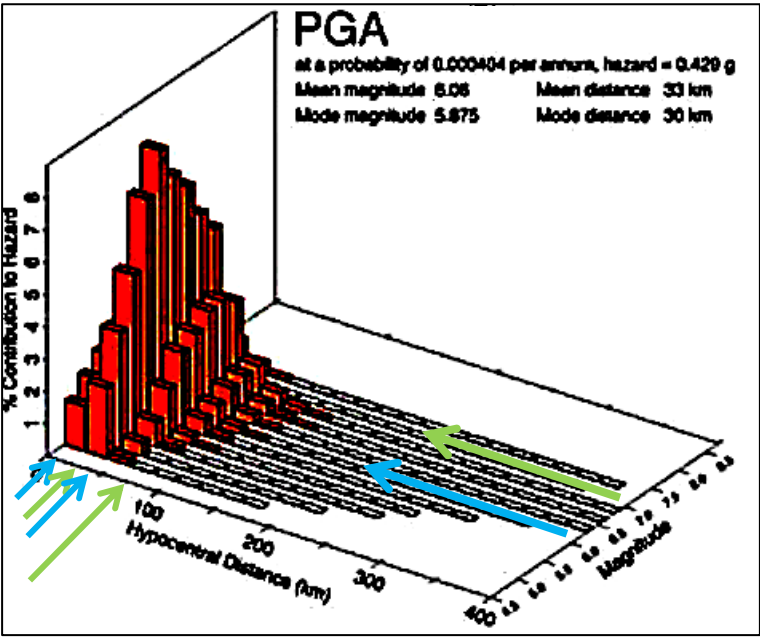


Figure 4.3 Déaggrégation pour Montréal pour le PGA pour une probabilité de 2 % en 50 ans
Tirée de Halchuk et al. (2007)

Tableau 4.1 Scénarios M-R prédominants en fonction de la déaggrégation pour Montréal

Groupe	Magnitude M	Distance hypocentrale (km) R
M 6 groupe 1 (bleu)	6	Entre 10 et 15
M 6 groupe 2 (bleu)	6	Entre 20 et 30
M 7 groupe 1 (vert)	7	Entre 15 et 25
M 7 groupe 2 (vert)	7	Entre 50 et 100

Les sept ensembles d'enregistrements sismiques retenus sont composés d'accélérogrammes bidirectionnels de séismes historiques et de séismes artificiels. Les accélérogrammes des séismes historiques de l'Est ont été enregistrés sur un site de classe A (roc). Les

accélérogrammes des séismes artificiels pour l'Est ont été générés pour un site de classe *C* (conditions de référence du sol).

Les enregistrements de trois séismes historiques d'envergure survenus dans l'Est du Canada sont considérés, soit un enregistrement du séisme de Nahanni (Territoires du Nord-Ouest) de 1985 (M 6,9 Ms; R 24 km), trois enregistrements du séisme du Saguenay (Québec) de 1988 (M 5,9 Mw; R 36 km, R 64 km, R 90 km) et un enregistrement du séisme de Val-Des-Bois (Québec) de 2010 (M 5,0 Mw; R 58,7 km). Pour respecter la limite d'un maximum de deux enregistrements par séisme historique, l'enregistrement du séisme du Saguenay de distance hypocentrale 90 km est retiré de la liste étant donné sa faible contribution en termes de scénario magnitude-distance hypocentrale à l'aléa sismique (*voir* la Figure 4.3).

Comme le nombre d'enregistrements de séismes historiques pour l'Est du Canada reste très limité, trois accélérogrammes de séismes bidirectionnels artificiels sont considérés pour compléter le nombre minimum de séismes devant être utilisés dans les analyses. Sur la base de la déaggrégation de l'aléa pour Montréal, trois accélérogrammes de séismes bidirectionnels artificiels pour l'Est, générés par Atkinson (2015), sont sélectionnés pour les scénarios magnitude-distance hypocentrale identifiés précédemment. Pour ces séismes artificiels, trois composantes sismiques statistiquement indépendantes ont été générées pour tous les scénarios magnitude-distance hypocentrale. Ainsi, pour chaque scénario magnitude-distance hypocentrale, deux accélérogrammes ont été retenus pour simuler les deux composantes principales orthogonales horizontales d'un séisme artificiel. La procédure de sélection des accélérogrammes de séismes artificiels est basée sur la méthode proposée par Atkinson (2009) et est décrite à l'ANNEXE VI (p.283).

La Figure 4.4 illustre la distribution des scénarios M-R des séismes sélectionnés. L'ensemble des séismes sélectionnés et leurs propriétés sont présentés au Tableau 4.2.

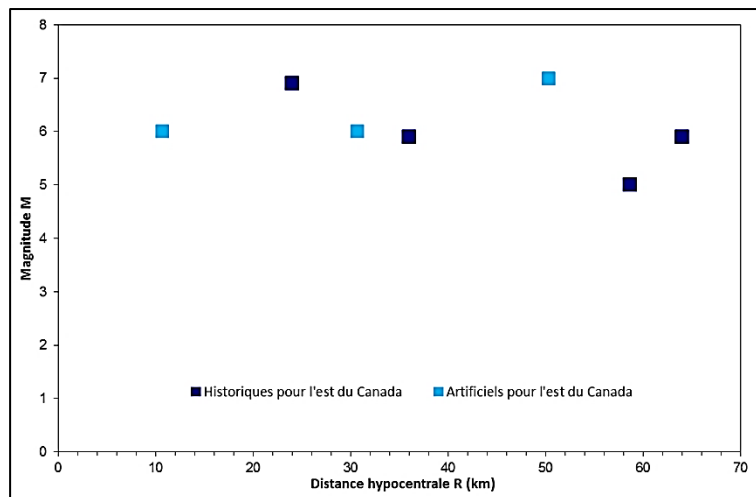


Figure 4.4 Distribution des scénarios M-R des séismes sélectionnés pour Montréal (Est du Canada)

Tableau 4.2 Propriétés des séismes sélectionnés pour la région de Montréal (Est du Canada)

Séisme	Composante	Date et lieu de l'événement	Magnitude	Distance hypocentrale (km)	PGA (g) Non calibré	PGA (g) Calibré
1	SAG_CN_124 (1) SAG_CN_214 (2)	25 novembre 1988 Saguenay, QC Chicoutimi-Nord	5,9 Mw	36	0,131 0,107	0,275 0,172
2	SAG_SA_000 (1) SAG_SA_270 (2)	25 novembre 1988 Saguenay, QC Saint-André	5,9 Mw	64	0,156 0,091	0,121 0,155
3	NAH_BC-S3_000 (1) NAH_BC-S3_270 (2)	23 décembre 1985 Nahanni, TNO Battlecreek – S3	6,9 Ms	24	0,186 0,194	0,198 0,154
4	VDB_OT_EO (1) VDB_OT_NS (2)	23 juin 2010 Val-des-Bois, QC Ottawa	5,0 Mw	58,7	0,033 0,034	0,180 0,267
5	MTL_E6C1_14 MTL_E6C1_15	Artificiel Montréal, QC	6,0	10,7	0,613 0,918	1,671 2,501
6	MTL_E6C2_40 MTL_E6C2_41	Artificiel Montréal, QC	6,0	30,7	0,198 0,141	2,240 1,597
7	MTL_E7C2_5 MTL_E7C2_6	Artificiel Montréal, QC	7,0	50,3	0,148 0,122	0,430 0,354

4.3 Calibration des accélérogrammes

Pour tenir compte de la sismicité spécifique de l'Est du Canada ainsi que pour représenter les caractéristiques sismiques de chaque région, les accélérogrammes de séismes bidirectionnels

retenus sont transformés, calibrés et étalonnés sur des spectres d'accélération cibles pour Montréal. Plusieurs approches peuvent être utilisées pour la calibration et/ou l'étalonnage des accélérogrammes de séismes historiques ou artificiels comme l'ont rapporté Atkinson (2009); Boutin (2013); Michaud (2012); Michaud et Léger (2014); Moradiankhabiri (2016); Tremblay et al. (2015). Sur la base des recommandations tirées de ces études, les méthodes suivantes sont utilisées dans le cadre de cette recherche.

La méthode de calibration des signaux sismiques dans le domaine temporel (Méthode *TD*) proposée par Hancock et al. (2006) est utilisée pour calibrer les séismes historiques de la région de l'étude. La transformation des accélérogrammes par la calibration des spectres d'accélération peut être définie de deux manières différentes, soit par celle dans le domaine fréquentiel ou par celle dans le domaine temporel. Michaud et Léger (2014) mentionnent que « la méthode de calibration dans le domaine temporel (Méthode *TD*) a le même but que la méthode de calibration dans le domaine fréquentiel (Méthode *FD*), mais l'atteint avec une approche différente ». Les méthodes de transformation par calibration consistent à modifier le spectre de Fourier (ou d'accélération) du séisme afin de le calibrer sur un spectre d'accélération cible. Si une correspondance spectrale doit être effectuée, la méthode *TD* possède, par rapport à la méthode *FD*, un avantage majeur pour une robustesse accrue et elle préserve mieux les caractéristiques intrinsèques du signal d'origine. L'utilisation de la méthode *TD* est suggérée et utilisée pour la transformation, la calibration et l'étalonnage des accélérogrammes de séismes bidirectionnels historiques à la section 4.3.1.

Afin de calibrer les séismes artificiels, la méthode de sélection et d'étalonnage des accélérogrammes de séismes bidirectionnels artificiels proposée par Atkinson (2009) est utilisée. Cette méthode est combinée à l'approche de Tremblay et al. (2015) qui considère et vérifie des critères de validité comme il est exigé par le *CNBC-2015*. Cette dernière est utilisée pour l'étalonnage des accélérogrammes de séismes bidirectionnels artificiels à la section 4.3.2.

4.3.1 Transformation, calibration et étalonnage des accélérogrammes de séismes bidirectionnels historiques

L'approche retenue se détaille en trois étapes principales.

La première étape consiste à effectuer une transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales par un calcul de transformation orthogonale. Les séismes et les mouvements sismiques qu'ils engendrent se divisent dans l'espace en trois composantes orthogonales de translation : deux composantes horizontales orthogonales et une composante verticale. Un accéléromètre enregistre les mesures d'accélération du sol pour ces mêmes trois composantes du mouvement sismique. Celles-ci sont orientées arbitrairement par rapport à un système d'axe donné et sont généralement corrélées. Penzien et Watabe (1974) ont démontré qu'il existe un système d'axes orthogonaux (où deux directions (majeure et mineure) appelées « directions principales » des séismes prévalent) selon lequel les composantes du mouvement sismique peuvent être considérées comme les plus énergétiques et statistiquement indépendantes. En contexte d'évaluation, il est à noter que la probabilité que le séisme arrive dans une direction coïncidant avec celle du pont est réduite étant donné que la direction principale du pont et celle du séisme sont, en quelque sorte, aléatoires. Le principe de la transformation du signal selon les directions principales se base sur le calcul de covariance, l'indépendance des variables, en fonction de l'angle incident maximum. L'algorithme calcule, pour de petits intervalles de temps, la covariance, soit le coefficient $\rho(a_x, a_y)$, de manière à obtenir un résultat qui tend vers zéro. La transformation des composantes horizontales des mouvements sismiques peut être considérée comme statistiquement indépendante. Ce système d'axe, initialement variable, devient stable et fixe durant la phase intense du mouvement sismique avec son axe de mouvement fort (1) orienté suivant la direction épacentrale. La Figure 4.5 illustre le principe de la transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales.

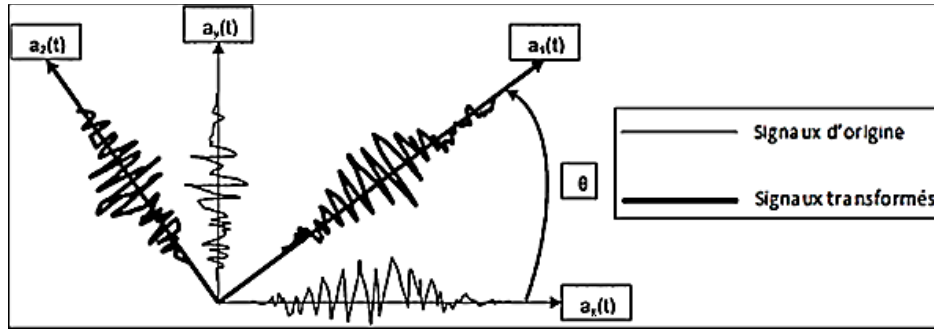


Figure 4.5 Transformation angulaire des composantes horizontales des signaux sismiques selon leurs directions principales
Tirée de Khaled et al. (2006)

Dans la majorité des cas, les composantes horizontales orthogonales des mouvements sismiques présentent un certain degré de corrélation. L'évaluation du degré de corrélation entre les deux composantes horizontales orthogonales principales du mouvement sismique, $a_x(t)$ et $a_y(t)$, est déterminée à l'aide du coefficient de corrélation croisée $\rho(a_x, a_y)$ (Solnes, 1997) et est donnée par l'équation (4.1) suivante :

$$\rho(a_x, a_y) = \frac{\int_0^{t_d} a_x a_y dt}{\sqrt{\int_0^{t_d} a_x^2 dt \int_0^{t_d} a_y^2 dt}} \quad (4.1)$$

où t_d représente la durée totale du séisme et où $\rho(a_x, a_y)$ doit se situer entre les valeurs de -1 et 1 inclusivement. Lorsque le coefficient $\rho(a_x, a_y)$ prend la valeur de -1 ou 1, les deux composantes a_x et a_y sont considérées parfaitement corrélées alors qu'une valeur de 0 du coefficient $\rho(a_x, a_y)$ indique que les deux composantes a_x et a_y sont statistiquement indépendantes.

L'angle d'orientation θ des directions principales du mouvement sismique, par rapport aux directions dans lesquelles les signaux sismiques ont été enregistrés, est atteint lorsque la covariance est nulle. En d'autres termes, les axes orthogonaux horizontaux sont pivotés par rapport aux axes originaux d'un angle de rotation θ jusqu'à ce que le coefficient de corrélation croisée $\rho(a_x, a_y)$ tende vers zéro. L'angle trouvé représente l'angle d'orientation des directions principales du mouvement sismique comme illustré à la Figure 4.5. Une fois les directions

principales identifiées, les signaux sismiques d'origine, tel qu'enregistrés, sont transformés selon les directions principales à l'aide de l'algorithme de l'équation (4.2) :

$$\begin{Bmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_x(t) \\ a_y(t) \end{Bmatrix} \quad (4.2)$$

Où $a_x(t)$ et $a_y(t)$ représentent les composantes horizontales enregistrées selon deux directions orthogonales arbitraires (x, y), $a_1(t)$ et $a_2(t)$ sont les composantes orthogonales transformées selon les directions principales (1, 2) et θ représente l'angle de rotation entre les directions dans lesquelles les signaux sismiques ont été enregistrés et les directions principales dans lesquelles ils ont été transformés.

Le Tableau 4.3 présente un résumé des coefficients de corrélation (ρ), ainsi que les angles de rotation (θ) des composantes horizontales des séismes d'origine lors de la transformation des mouvements sismiques selon les directions principales.

Tableau 4.3 Coefficients de corrélation et angles de rotation des composantes horizontales des séismes d'origine pour les directions principales

Région	Date et lieu de l'événement	ρ	θ (°)
Est	25 novembre 1988 Saguenay, QC Chicoutimi-Nord	0,0034	344
	25 novembre 1988 Saguenay, QC Saint-André	-0,0031	274
	23 décembre 1985 Nahanni, TNO Battlecreek – S3	0,0002	291
	23 juin 2010 Val-des-Bois, QC Ottawa	0,0022	51

La Figure 4.6 présente les accélérogrammes du séisme de Saguenay tels qu'ils ont été enregistrés à Chicoutimi-Nord ainsi que tels qu'ils sont à la suite de leur transformation selon les directions principales des deux composantes sismiques. Les accélérogrammes des autres

séismes historiques, tels qu'enregistrés et tels que transformés selon les directions principales, sont présentés à l'ANNEXE V (p.277).

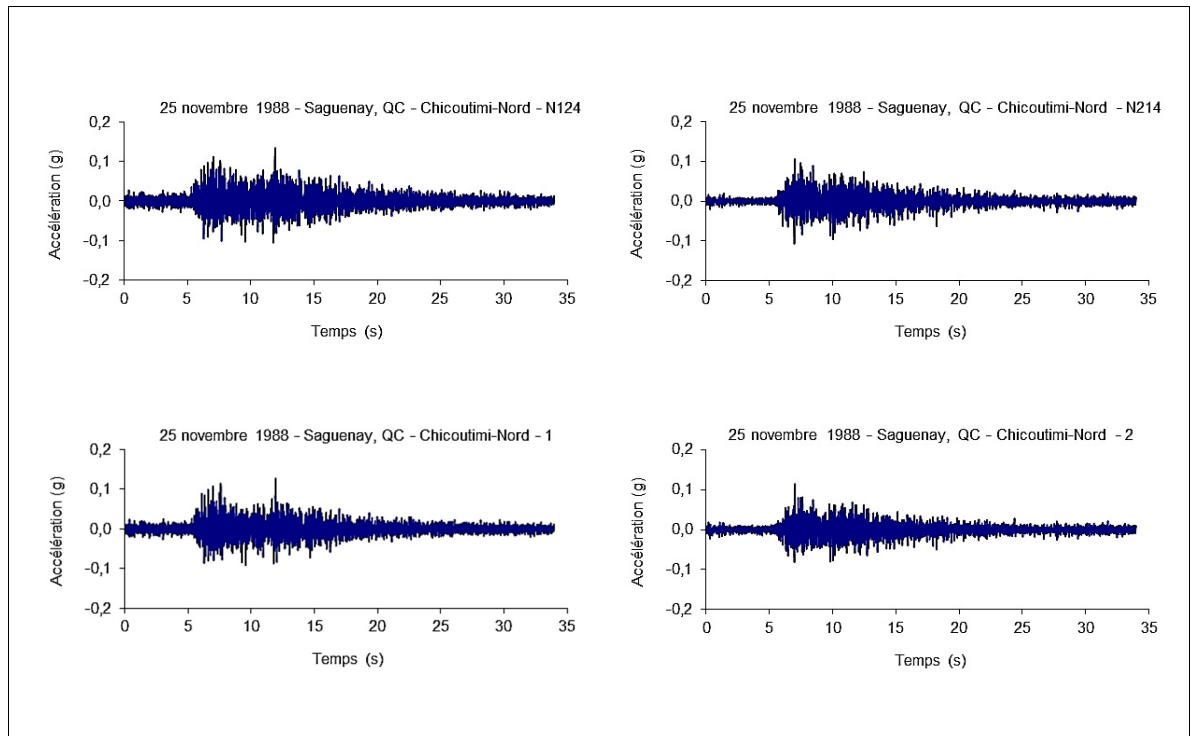


Figure 4.6 Accélérographes du séisme de Saguenay tels qu'enregistrés à Chicoutimi-Nord et tels que transformés selon les directions principales

La deuxième étape consiste à effectuer une calibration des composantes horizontales des signaux sismiques sur le spectre d'accélération cible dans le domaine temporel. Cette approche par la méthode *TD* consiste à faire correspondre le spectre de l'accélérogramme d'origine au spectre d'accélération cible en étirant et/ou en compressant le pas de temps dans un intervalle de temps pour une zone ciblée comprenant généralement les premiers modes ou les premières périodes de vibration fondamentale de l'ouvrage (Michaud & Léger, 2014). Des ondelettes élémentaires bien choisies sont ajoutées et soustraites du signal original, ce qui évite d'avoir des déplacements additionnels sur les signaux sismiques (Michaud & Léger, 2014). Cette modification des intervalles de temps du spectre d'accélération transformé doit être ajustée jusqu'à ce que celui-ci s'associe au spectre d'accélération cible sélectionné pour la plage déterminée (Michaud & Léger, 2014). Tous les accélérographes transformés selon les

directions principales des séismes historiques sont calibrés sur le spectre d'accélération cible correspondant à celui définis pour Montréal sur un site de classe *C* (conditions de référence du sol) et pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans par Halchuk et al. (2014) (voir le Tableau 4.4 et la Figure 4.7).

Tableau 4.4 Valeurs de l'accélération spectrale pour le spectre cible de Montréal sur un site de classe *C* (conditions de référence du sol)
Tiré de Halchuk et al. (2014)

Périodes (s)	Montréal Accélérations spectrales Sa (g)
0	0,3782
0,05	0,6329
0,1	0,7239
0,2	0,5959
0,3	0,4473
0,5	0,3111
1	0,1481
2	0,0682
5	0,0176
10	0,0062

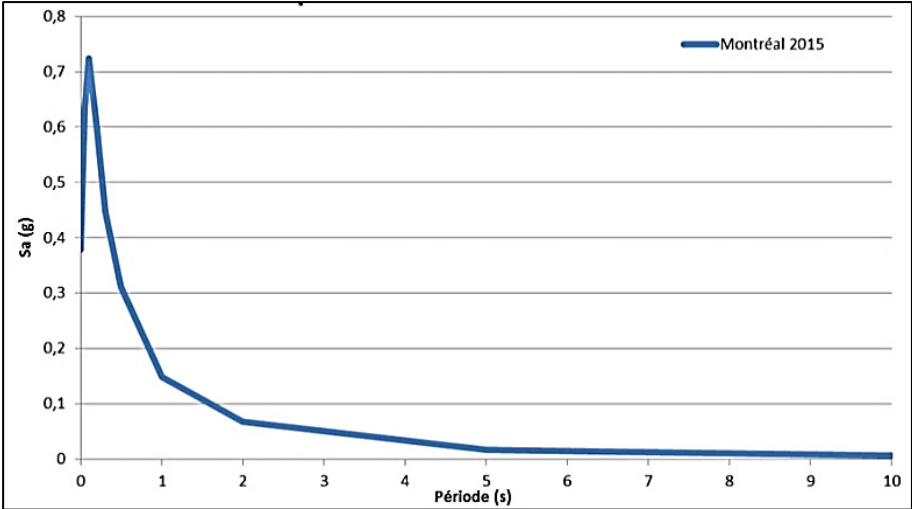


Figure 4.7 Spectre d'accélération cible pour Montréal

Cette correspondance spectrale des accélérographes est réalisée dans le domaine temporel à l'aide du logiciel *SeismoMatch Version 2.1.2* (Seismosoft, 2013) sur une plage de périodes sur l'ensemble du spectre, soit de 0 à 10 secondes. La plage de période couvre la même plage de périodes que pour la sélection des accélérographes artificiels. L'algorithme du logiciel calibre dans un premier temps les spectres de Fourier (ou d'accélération) du séisme sur les spectres d'accélération cibles pour ensuite définir, par transformée inverse, le signal calibré. Cela permet d'obtenir un spectre d'accélération calibré plus proche du spectre d'accélération cible applicable.

La Figure 4.8 illustre un exemple de calibration dans le domaine temporel avec les deux composantes horizontales des signaux sismiques du séisme de Saguenay – Chicoutimi-Nord sur le spectre d'accélération cible de Montréal défini sur un site de classe C (conditions de référence du sol) et pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans. Une plus grande correspondance spectrale des accélérographes calibrés est remarquée sur le spectre d'accélération cible après la calibration, contrairement à leur position initiale transformée selon les directions principales des séismes historiques. Les spectres d'accélération de chacun des autres séismes historiques, tels que transformés selon les directions principales et tels que calibrés sur le spectre d'accélération cible, sont présentés à l'ANNEXE V (p.277).

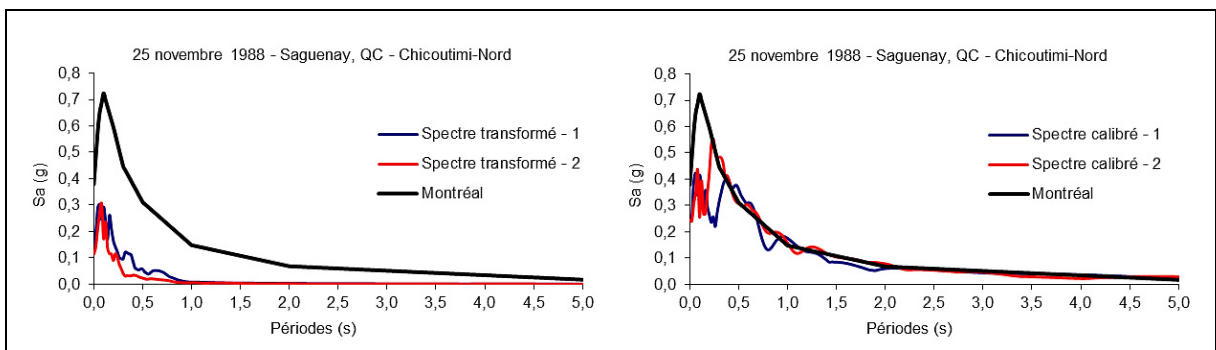


Figure 4.8 Exemples typiques de calibrations dans le domaine temporel des composantes horizontales des signaux sismiques

La troisième étape consiste à effectuer un étalonnage des composantes horizontales des signaux sismiques pour préserver un rapport spectral donné de la composante mineure sur la

composante majeure. Il existe toujours un rapport d'intensité du spectre respectif des deux composantes horizontales qui est inférieur à un et qui dépend, dans une certaine mesure, de la valeur de la période et de la distance hypocentrale. Comme les deux composantes principales des mouvements sismiques ont été calibrées sur le même spectre d'accélération cible, il requiert de conserver un rapport naturel entre 0,63 et 0,81 entre l'enregistrement sismique historique de la direction secondaire mineure sur la direction principale majeure (López et al., 2006). Le signal sismique calibré de la direction principale est majoré avec une multiplication par 1,125 alors que celui de la direction secondaire est réduit avec une multiplication par 0,844. Cela permet de préserver un rapport spectral S_2/S_1 (Rapport du spectre de la composante mineure S_2 sur le spectre de la composante majeure S_1) de 0,75, ce qui est proche de la valeur moyenne d'environ 0,70, tel que recommandé dans les travaux de López et al. (2006). La Figure 4.9 montre un exemple de séparation avec les spectres d'accélération de l'enregistrement sismique historique de la direction principale majeure et de la direction secondaire mineure pour le séisme de Saguenay – Chicoutimi-Nord par rapport à son spectre d'accélération cible. Les accélérographes des composantes horizontales des signaux sismiques du séisme de Saguenay – Chicoutimi-Nord sont illustrés après transformation, calibration et séparation. Les autres spectres d'accélération séparés et leurs accélérographes respectifs pour chacun des autres séismes historiques sont présentés à l'ANNEXE V (p.277).

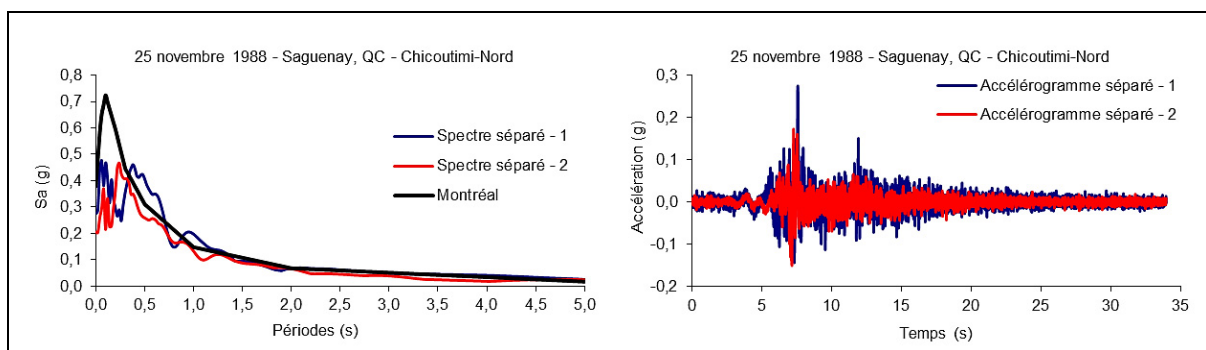


Figure 4.9 Exemples typiques de séparation avec les spectres d'accélération ainsi que les accélérographes de l'enregistrement sismique historique de la direction principale majeure et de la direction secondaire mineure

4.3.2 Étalonnage des accélérogrammes de séismes bidirectionnels artificiels

Pour chaque composante sélectionnée de l'enregistrement artificiel, chaque point de l'accélérogramme est étalonné en multipliant par un facteur d'étalonnage adéquat basé sur le facteur d'étalonnage préliminaire et combiné à un facteur de correction pour tenir compte des exigences de validation du *CNBC-2015* comme proposé par la méthode A de Tremblay et al. (2015).

Un facteur d'étalonnage unique est appliqué aux deux composantes orthogonales horizontales d'un même scénario dominant afin de conserver le rapport spectral original entre les deux composantes des séismes. La séparation des deux composantes orthogonales pour l'obtention d'un rapport de 0,75 n'est donc pas requise pour étalonner les accélérogrammes sur le spectre d'accélération cible. Les séismes artificiels sont étalonnés de sorte que les spectres d'accélération des accélérogrammes $Sa_{sim}(T)$ soient le plus proche possible du spectre d'accélération cible $Sa_{targ}(T)$ sur une plage de périodes considérée² de 0 s à 10 s (Tremblay et al., 2015). D'abord, le facteur d'étalonnage est calculé à partir du spectre d'accélération moyen $Sa_{sim}(T)$ de chaque paire de deux accélérogrammes représentant les deux composantes orthogonales horizontales d'un scénario dominant. À partir de maintenant, $Sa_{sim}(T)$ représente la valeur moyenne des deux spectres d'accélération à un point. Ensuite, le facteur d'étalonnage moyen est déterminé en calculant, sur une plage de périodes considérée de 0 s à 10 s, la moyenne des rapports spectraux $Sa_{targ}(T)/Sa_{sim}(T)$. Le Tableau 4.5 résume les facteurs d'étalonnage des accélérogrammes artificiels pour les scénarios dominants de la région d'intérêt. Le facteur d'étalonnage préliminaire est issu de la méthode de sélection des accélérogrammes artificiels détaillée à l'ANNEXE VI (p.283) alors que le facteur d'étalonnage moyen est issu de la présente section 4.3.2. Les spectres d'accélération avant et après le premier étalonnage sont présentés à la Figure 4.10 pour la région de l'Est groupe/série 1 et à la Figure 4.11 pour la région de l'Est groupe/série 2.

² La plage de périodes de 0 s à 10 s prend en compte l'ensemble des modèles de ponts considérés pour l'étude.

Tableau 4.5 Facteurs d'étalonnage des accélérogrammes artificiels pour les scénarios dominants

Région	Composantes	Facteur d'étalonnage préliminaire	1 ^{er} Facteur d'étalonnage moyen	2 ^e Facteur de correction pour <i>CNBC</i>	Facteur d'étalonnage final
Est	E6C1-14	3,60904	2,17254	1,25386	2,72406
	E6C1-15	1,57578			
	E6C2-40	9,32680	9,00350	1,25386	11,28913
	E6C2-41	8,75208			
	E7C2-5	1,79272	1,82705	1,58611	2,89790
	E7C2-6	1,90424			

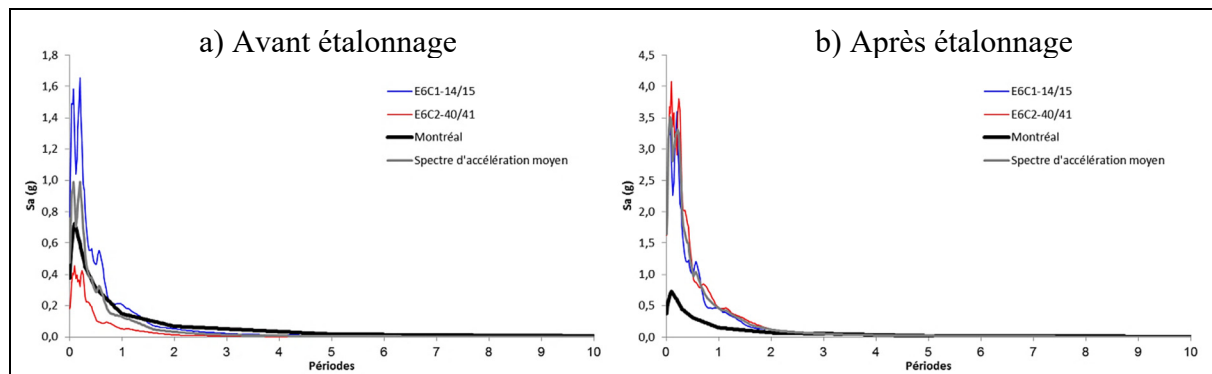


Figure 4.10 Spectres d'accélérations moyens des séismes artificiels (groupe/série 1)
a) avant et b) après le premier étalonnage

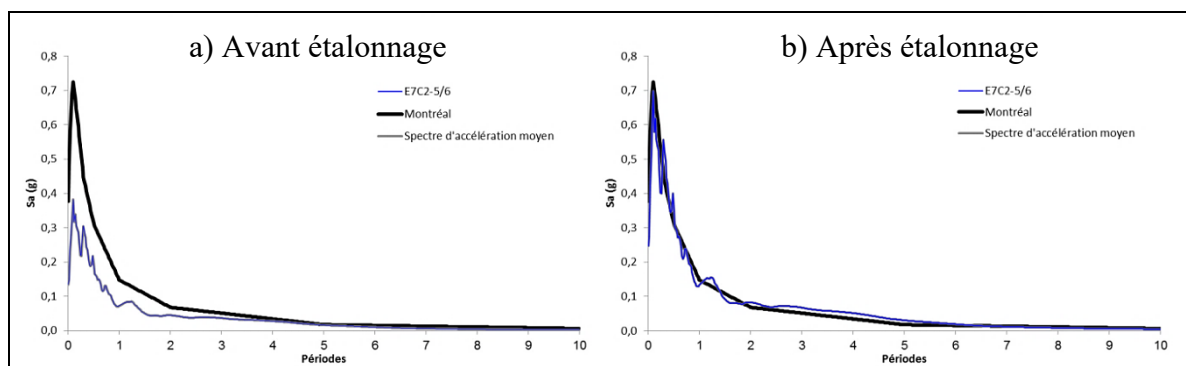


Figure 4.11 Spectres d'accélérations moyens des séismes artificiels (groupe/série 2)
a) avant et b) après le premier étalonnage

Le guide d'utilisation du *CNBC-2015* demande de vérifier un critère de validation pour la calibration de signaux sismiques. Celui-ci exige que le spectre d'accélération moyen des accélérogrammes pour chaque groupe/série régional(e) de scénarios dominants choisis ne doit

pas descendre de plus de 10 % en-dessous du spectre d'accélération cible sur une plage de périodes considérée de 0 s à 10 s tel qu'illustré à la Figure 4.12.

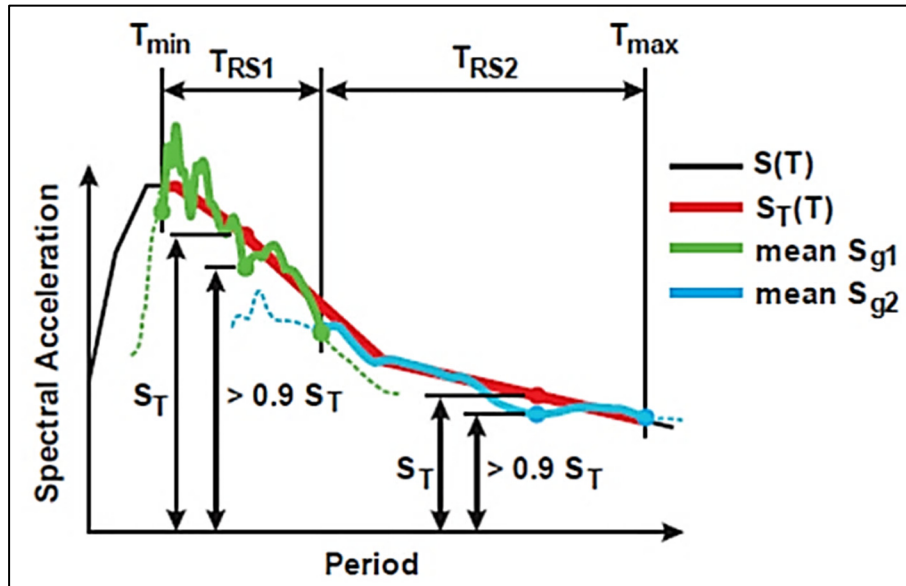


Figure 4.12 Critère de validation de l'étalonnage
selon le guide d'utilisation du *CNBC-2015*
Tirée de Tremblay et al. (2015)

Après le premier étalonnage, la vérification du critère de validation montre que le spectre d'accélération moyen des accélérogrammes de l'Est (groupe/série 1 et 2) se situe au-delà de 10 % en dessous du spectre d'accélération cible (*voir* la Figure 4.13). Ces signaux ont donc été corrigés conformément à l'exigence de validation du *CNBC-2015*, ce qui représente le second étalonnage pour passer au-dessus du critère qui est limité à -10 %. Un facteur de correction de 1,25386 et 1,58611 a été appliqué aux signaux sismiques pour les groupes/séries 1 et 2, respectivement, comme l'illustre la Figure 4.13. Les facteurs de correction sont repris à l'intérieur du Tableau 4.5 où le facteur d'étalonnage final correspond à la multiplication du facteur d'étalonnage moyen (premier étalonnage) par le facteur de correction (second étalonnage).

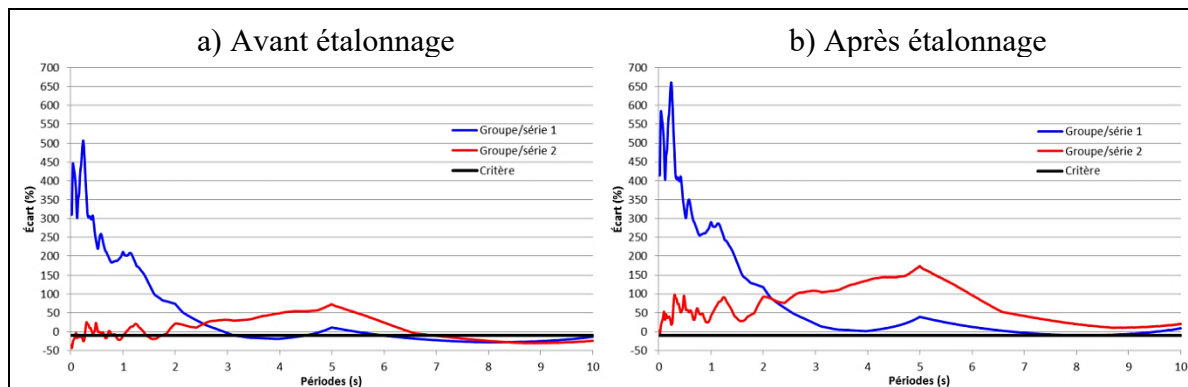


Figure 4.13 Écart entre le spectre d'accélération moyen des accélérogrammes et le spectre d'accélération cible a) avant et b) après le second étalonnage

Les spectres d'accélération moyens des accélérogrammes après la correction (second étalonnage) sont présentés à la Figure 4.14 pour la région de l'Est groupe/série 1 et à la Figure 4.15 pour la région de l'Est groupe/série 2. On observe que les spectres d'accélération après étalonnage et corrections sont près du spectre cible dans la plage de périodes entre 2 s et 10 s.

La Figure 4.16 présente les accélérogrammes artificiels finaux après l'étalonnage et la correction. Tous les accélérogrammes des enregistrements sismiques artificiels avant l'étalonnage ainsi qu'après l'étalonnage et la correction sont présentés à l'ANNEXE VI (p.283). De même, les spectres d'accélération de ces mêmes enregistrements sismiques artificiels par rapport au spectre d'accélération cible respectif de la région y sont aussi.

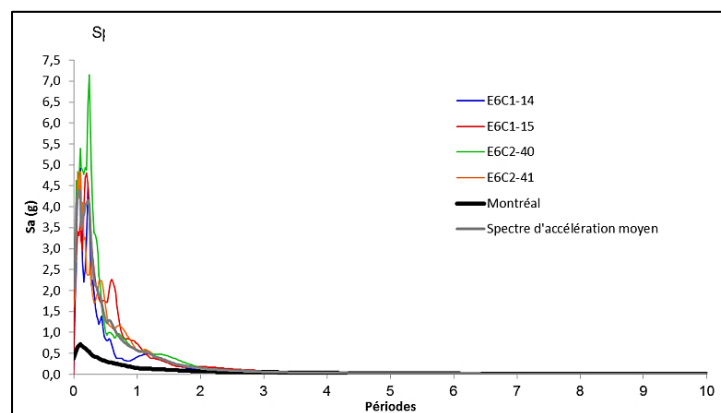


Figure 4.14 Spectres d'accélération des séismes artificiels (groupe/série 1) après étalonnage et correction

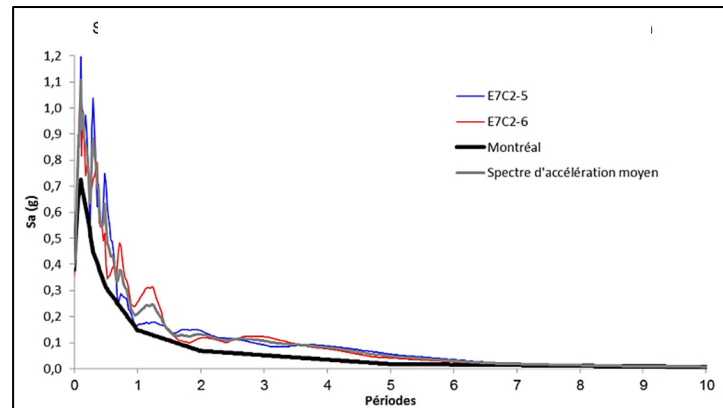


Figure 4.15 Spectres d'accélération des séismes artificiels (groupe/série 2) après étalonnage et correction

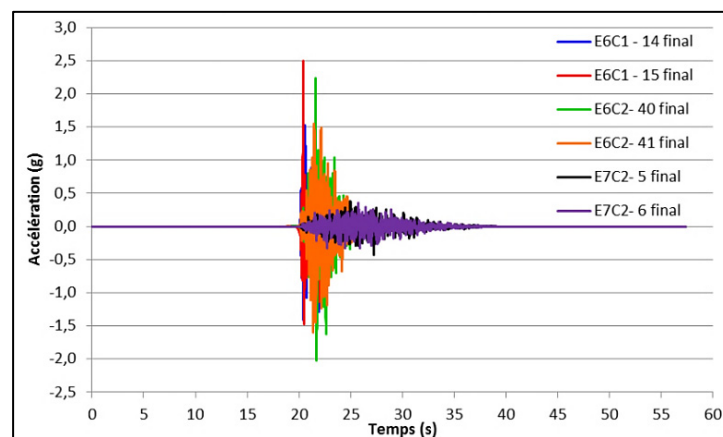


Figure 4.16 Accélérogrammes artificiels après étalonnage et correction

4.4 Intégration des accélérogrammes à la modélisation

Une procédure permet d'intégrer les accélérogrammes pour une analyse dynamique bidirectionnelle temporelle en faisant intervenir simultanément les deux composantes horizontales du mouvement sismique. D'abord, des fonctions de type temporelles sont définies pour représenter tous les accélérogrammes et toutes les composantes horizontales sélectionnées, soient une accélération spécifique à un pas de temps donné. Puis, un cas de chargement est créé pour chaque analyse dynamique historique dans le domaine temporel. Il s'agit d'analyse non linéaire d'intégration directe par la méthode de Newmark ($\gamma = 0,5$;

$\beta = 0,25$) avec considération de l'effet P-Delta comme paramètre de non linéarité géométrique. Un type de mouvement transitoire dans le domaine temporel est considéré. L'amortissement de Rayleigh est défini par période avec un coefficient proportionnel à la masse et un coefficient proportionnel à la rigidité. Une fonction représentant une des composantes d'un séisme sélectionné est définie pour la direction longitudinale et une fonction représentant la seconde composante de ce même séisme est attribuée pour la direction transversale, d'où l'orthogonalité des composantes. Cela définit une des analyses dynamiques bidirectionnelles dans le domaine temporel pour lesquelles le pas de temps des analyses a été ciblé comme identique au pas de temps des accélérogrammes sismiques.

Afin de solliciter chacune des directions longitudinale et transversale du modèle de pont par les composantes principales à la fois majeure et mineure du séisme d'intérêt, l'attribution des directions (longitudinale et transversale) est inversée pour les composantes dans une seconde analyse dynamique bidirectionnelle. Chaque séisme sollicite le modèle de pont dans les deux directions principales comme si un angle d'incidence du séisme de 90° est considéré. Les composantes majeure et mineure permettent de générer subséquemment des réponses maximales dans les deux directions. Ainsi, pour chaque séisme, deux analyses dynamiques bidirectionnelles sont nécessaires et sont intégrées pour solliciter chaque modèle de pont. Comme quatre séismes historiques et trois séismes artificiels ont été sélectionnés, chaque modèle est soumis à la sollicitation sismique de sept ensembles distincts d'enregistrements sismiques d'accélérogrammes de séismes bidirectionnels (longitudinal et transversal) dans une direction, puis dans l'autre avec une rotation des signaux de 90° pour un total de 14 accélérogrammes de séismes bidirectionnels différents. Tous les signaux sont calibrés pour la région de l'Est du Canada pour les conditions de référence du sol d'un site de classe C.

Au final, ce sont ces derniers accélérogrammes des composantes horizontales des signaux sismiques historiques et artificiels qui sont appliqués aux modèles structuraux de pont pour les solliciter à leur base comme des mouvements de sol. Sachant que 12 modèles structuraux sont définis au sein de la matrice d'expérimentation, il y a donc 168 paires pont-séisme. Ceux-ci sont modélisés ou introduits pour fin d'analyses dynamiques bidirectionnelles temporelles à

l'aide du logiciel de calcul des structures *CSIBridge Version 15.1.1* (Computers & Structures Inc., 2011), qui est le module-plateforme pour les ponts du logiciel *SAP2000 Version 15.0.0* (Computers & Structures Inc., 2011). Les résultats des analyses ainsi réalisées sont présentés au CHAPITRE 5 et étudiés plus en détail dans les chapitres suivants.

À titre comparatif, Tavares (2012) a procédé d'une manière analogue, mais pour cinq classes différentes de ponts. $2^3 = 8$ blocs de paramètres géométriques (macro-variables) ont été utilisés par classe de ponts et $2^5 = 32$ essais de paramètres structuraux (micro-variables) ont été réalisés par classe de ponts, donc quatre essais par bloc. Ces 32 essais ont été soumis individuellement à quatre groupes d'accélérogrammes de séismes bidirectionnels, donnant ainsi 128 analyses réalisées par classe de ponts pour un total de 640 analyses. Tavares (2012) a complété ces 640 paires pont-séisme par classe de sol pour quatre classes de sol (*AB*, *C*, *D* et *E*), pour un total de 2560 analyses. Nielson (2005) a utilisé la même procédure, mais seulement cinq classes de ponts et trois groupes d'accélérogrammes de séismes bidirectionnels ont été utilisés, soit 96 analyses par classe de ponts ou $5 \times 96 = 480$ paires pont-séisme par classe de sol, ce qui correspond à 1920 analyses si quatre classes de sol (*AB*, *C*, *D* et *E*) sont considérées. La bidirectionnalité des séismes n'a pas été considérée dans les présents calculs comparatifs et permettrait de doubler le nombre total d'analyses à effectuer.

4.5 Sommaire

Ce chapitre a permis de décrire les principales caractéristiques de la sismicité du Canada et la méthodologie utilisée pour générer tous les accélérogrammes de séismes bidirectionnels.

L'étude de la déaggrégation de Montréal pour le *PGA* avec une probabilité de 2 % en 50 ans a permis de faire une sélection rigoureuse des accélérogrammes représentatifs de la région. Les enregistrements historiques ont été priorisés et complétés en nombre avec des enregistrements générés artificiellement. Au total, sept séismes sont retenus pour représenter la sismicité et les caractéristiques sismiques de l'Est du Canada. La capacité de ceux-ci à saisir des incertitudes inhérentes à la source du séisme, à la propagation des ondes et aux conditions du sol prescrit

la capacité de la procédure de développement des courbes de fragilité à bien retransmettre ces incertitudes aléatoires. Ces accélérogrammes décrivent une plage suffisante de mesure d'intensité et de sollicitations caractéristiques d'un éventuel séisme à Montréal pour déterminer les courbes de fragilité.

Les accélérogrammes, soit les deux composantes horizontales, des séismes historiques ont été transformés selon leurs directions principales majeure et mineure. Les spectres d'accélération des séismes ont été calibrés sur le spectre d'accélération cible de Montréal, pour un site de classe *C* (conditions de référence du sol) et pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans, soit une période de récurrence de 2475 ans. Une séparation par étalonnage des accélérogrammes des séismes bidirectionnels historiques a été nécessaire pour respecter un rapport spectral naturel entre les deux composantes horizontales des séismes. Parallèlement, un étalonnage des accélérogrammes des séismes bidirectionnels artificiels a été exécuté sur le même spectre d'accélération cible en suivant la procédure établie par Atkinson (2009) et en respectant des critères spécifiques proposés par Tremblay et al. (2015).

À partir des 7 sollicitations sismiques, 14 analyses dynamiques bidirectionnelles temporelles sont effectuées sur les 12 modèles structuraux de la matrice d'expérimentation. Cela fait 168 paires pont-séisme pour lesquels des réponses maximales sont générées subséquentement dans les deux directions principales (longitudinale et transversale) grâce à l'intégration réciproques des deux composantes majeure et mineure.

CHAPITRE 5

ANALYSES DYNAMIQUES DES PONTS ET LEUR RÉPONSE SISMIQUE

Ce chapitre présente les résultats des analyses dynamiques non linéaires réalisées sur les 12 modèles structuraux soumis à 14 sollicitations sismiques. Ces résultats incluent aussi ceux des analyses modales et une analyse de l'influence des paramètres géométriques sur la période de vibration. Ces résultats sont ensuite organisés au CHAPITRE 6 pour être comparés aux états limites de dommages afin de développer des courbes de fragilité pour, notamment, quantifier l'influence de la variation des paramètres géométriques sur les critères de réponse. Finalement, le CHAPITRE 7 permet de comparer les résultats obtenus aux longueurs requises d'assise minimale calculées avec l'équation du code ainsi que de développer, modifier ou adapter une équation améliorée pour la prédiction du déplacement aux appareils d'appui pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts existants.

5.1 Introduction

Lorsqu'ils sont soumis à une, voire à plusieurs sollicitations sismiques, les modèles de ponts représentatifs auront un comportement distinct selon chaque paire pont-séisme. Afin d'étudier les différentes réponses caractéristiques, les déplacements et les déformations ainsi que les efforts et les contraintes sont extraits à différentes localisations caractéristiques et dans différents éléments d'un modèle de pont donné. Dans le domaine de la fragilité sismique des ponts, l'ensemble des chercheurs étudient les réponses des différents éléments énumérés au Tableau 5.1 et qui dictent les états limites de capacité (*voir* le CHAPITRE 2). Rappelons que le mouvement des culées a été négligé ici, car elles sont modélisées comme étant extrêmement rigides, et il n'y a aucune considération de l'interaction sol-structure.

De plus, l'intérêt de l'analyse de l'influence des paramètres géométriques sur la période de vibration est de voir s'il est possible d'établir une relation simple entre une des périodes de vibration d'un pont et ses caractéristiques géométriques. En effet, les approches d'évaluation

de la vulnérabilité sismique par pointage utilisent généralement les informations géométriques des ouvrages sans prendre en considération leur période de vibration, une donnée en général non disponible. Une relation claire entre les paramètres géométriques et la période de vibration permettrait d'établir un lien plus précis avec l'accélération probable au site d'un pont et une meilleure évaluation de la vulnérabilité sismique par les méthodes de pointage.

Tableau 5.1 Abréviations pour les critères de réponse
Adapté de Nielson (2005) et Padgett (2007)

Critères de réponse	Abréviation
Déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles	AA-Mob-Long
Déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles	AA-Mob-Trans
Déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui fixes	AA-Fix-Long
Déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui fixes	AA-Fix-Trans
Demande en ductilité en courbure des colonnes sous chargement longitudinal	Col-Ductilité-Long
Demande en ductilité en courbure des colonnes sous chargement transversal	Col-Ductilité-Trans
Déformation longitudinale active des culées	Cul-Long-Act
Déformation longitudinale passive des culées	Cul-Long-Pas
Déformation transversale des culées	Cul-Trans

5.2 Analyses modales et validation de la modélisation

Avant de procéder à des analyses dynamiques temporelles dans le domaine non linéaire, des analyses modales permettent une première étude du comportement de l'ouvrage sous chargement dynamique, en l'occurrence, sous charges sismiques. Ce sont des analyses dynamiques linéaires des ponts qui permettent d'obtenir les fréquences naturelles et d'observer l'allure générale des déplacements et des déformations selon les principaux modes de vibration. Le Tableau 5.2, pour les ponts à une travée et les périodes des premier et deuxième modes de vibration verticale, et le Tableau 5.3, pour les ponts à deux travées et trois travées et les périodes fondamentales de vibration dans les directions longitudinale et transversale, résument les résultats obtenus selon les deux approches retenues pour les analyses modales. Les valeurs d'amortissement sont également présentées.

Tableau 5.2 Résultats des analyses modales réalisées et périodes de vibration, T , associées pour les ponts à une travée

Modèles structuraux		1.0	1.1	1.2	1.3
1 ^{er} mode de vibration verticale	$T_{\text{Calculée}} \text{ (s)}$	0,111	0,300	0,111	0,009
	$T_{\text{Analyse}} \text{ (s)}$	0,059	0,141	0,048	0,012
	Variation	-0,052 -47 %	-0,160 -53 %	-0,063 -57 %	0,003 32 %
2 ^e mode de vibration verticale	$T_{\text{Calculée}} \text{ (s)}$	0,028	0,075	0,028	0,002
	$T_{\text{Analyse}} \text{ (s)}$	0,024	0,058	0,018	0,006
	Variation	-0,004 -14 %	-0,017 -23 %	-0,010 -36 %	0,004 177 %
Amortissement	Critique	5 %	5 %	5 %	5 %
	α de Rayleigh	7,568	3,164	9,494	34,447
	β de Rayleigh	2,713 E^{-04}	6,539 E^{-04}	2,072 E^{-04}	6,554 E^{-05}

Tableau 5.3 Résultats des analyses modales réalisées et périodes de vibration, T , associées pour les ponts à deux et trois travées

Modèles structuraux		2.0	2.1	2.2	2.3	3.0	3.1	3.2	3.3
Mode longitudinal	$T_{\text{Calculée}} \text{ (s)}$	0,486	0,034	0,358	0,238	0,461	1,223	0,053	0,097
	$T_{\text{Analyse}} \text{ (s)}$	0,452	0,041	0,385	0,283	0,345	0,795	0,161	0,142
	Variation	-0,035 -7 %	0,007 21 %	0,027 8 %	0,045 19 %	-0,117 -25 %	-0,428 -35 %	0,108 202 %	0,045 46 %
Mode transversal	$T_{\text{Calculée}} \text{ (s)}$	0,133	0,238	0,119	0,065	0,101	0,249	0,029	0,052
	$T_{\text{Analyse}} \text{ (s)}$	0,140	0,276	0,125	0,118	0,171	0,315	0,143	0,087
	Variation	0,006 5 %	0,038 16 %	0,006 5 %	0,053 81 %	0,070 70 %	0,066 26 %	0,114 387 %	0,035 68 %
Amortissement	Critique	5 %	5 %	5 %	5 %	5 %	5 %	5 %	5 %
	α de Rayleigh	1,063	1,982	1,230	1,568	1,218	0,566	2,063	2,747
	β de Rayleigh	1,697 E^{-03}	5,646 E^{-04}	1,507 E^{-03}	1,325 E^{-03}	1,819 E^{-03}	3,588 E^{-03}	1,207 E^{-03}	8,571 E^{-04}

La comparaison entre les résultats des analyses modales obtenus par une approche numérique et par une approche théorique est nécessaire afin de pouvoir s'assurer de l'exactitude du comportement et des résultats pour chacun des modèles de pont inclus dans la matrice d'expérimentation. Cette comparaison permet de faire ressortir certaines variations (en pourcentage ou absolues) respectent l'ordre de grandeur attendu. Pour le premier mode de vibration verticale des ponts à une travée, la variation de la période fondamentale est de -0,160 à 0,003 seconde, soit une variation relative de -57 % à 32 %, alors que pour le deuxième mode de vibration verticale de ces ponts, la variation de la période est de -0,017 à 0,004 seconde soit une variation relative de -36 % à 177 %. Pour les ponts à deux et trois travées, la variation de la période fondamentale de vibration dans la direction longitudinale est de -0,428 à 0,108

seconde, soit une variation relative de -35 % à 202 %, alors que dans la direction transversale, la variation de la période est de 0,006 à 0,114 seconde, soit une variation relative de 5 % à 387 %. Bien que certaines variations puissent sembler élevées (Modèle 1.3 : $T_{\text{Vert.}}$ avec 177 %; Modèle 3.2 : $T_{\text{Long.}}$ avec 202 % et $T_{\text{Trans.}}$ avec 387 %), les résultats restent à l'intérieur de la précision du modèle compte tenu de l'ordre de grandeur des périodes fondamentales autour de 0,1 s, ce qui reste marginal. De même, les différentes variations entre un modèle de pont et un autre sont proportionnelles et conformes aux attentes. Par exemple, on note que les valeurs des périodes réciproques du modèle M1.1 sont toutes environ 2,5 fois plus grandes que celles du modèle M1.0. Enfin, il est important de noter que de telles variations absolues de périodes de vibration n'affectent pas beaucoup les valeurs associées d'accélération spectrale ou de déplacements induits. De même, le comportement général observé établi sur la base des modes de déformations et déplacements confirme le comportement attendu pour les différents modèles de ponts étudiés. Par conséquent, ces comparaisons des résultats valident la modélisation. Les résultats obtenus des analyses dynamiques temporelles dans le domaine non linéaire sont donc fiables.

5.3 Influence des paramètres géométriques sur la période de vibration

Les tendances en lien avec les périodes de vibration sont d'abord observées pour expliquer l'impact des paramètres géométriques considérés sur le comportement des modèles de ponts, soient : la longueur de la travée, la hauteur de la colonne du système de pile, le biais du tablier ainsi que la masse ou le poids sismique.

Les résultats considérés ici sont ceux obtenus par l'analyse modale sur les modèles numériques. Le Tableau 5.4 rapporte le Tableau 3.4 et un extrait du Tableau 3.5 afin de permettre une bonne lecture des prochaines figures. Le poids sismique a été calculé et présenté pour chacun des modèles structuraux.

Tableau 5.4 Matrice d'expérimentation et échantillons des modèles structuraux des ponts

Modèles géométriques	1 travée				2 travées				3 travées			
	1.0	1.1	1.2	1.3	2.0	2.1	2.2	2.3	3.0	3.1	3.2	3.3
Longueur de la travée 1 (m)	14	23	14	4	28	38	28	18	22	34	22	10
Longueur de la travée 2 (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	28	38	28	18	23	35	23	11
Longueur de la travée 3 (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	22	34	22	10
Hauteur des colonnes de la pile 1 (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	5,1	6,0	4,2	5,1	5,8	9,4	2,2	5,8
Hauteur des colonnes de la pile 2 (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	5,8	9,4	2,2	5,8
Biais (°)	0	27	45	0	0	26	0	52	0	0	27	57
Poids sismique (kN)	640	1051	640	183	5603	7459	5603	3880	7486	11119	7017	4145

5.3.1 Ponts à une travée

Pour les ponts à une travée, la Figure 5.1 montre que les périodes de vibration (longitudinale et transversale) augmentent avec la longueur de la travée. Également, plus la masse ou le poids sismique augmente plus la période augmente. La similitude de ces deux graphiques de la Figure 5.1a) et c) confirme ainsi la relation entre la période de vibration, la masse ou le poids sismique et la longueur de la travée.

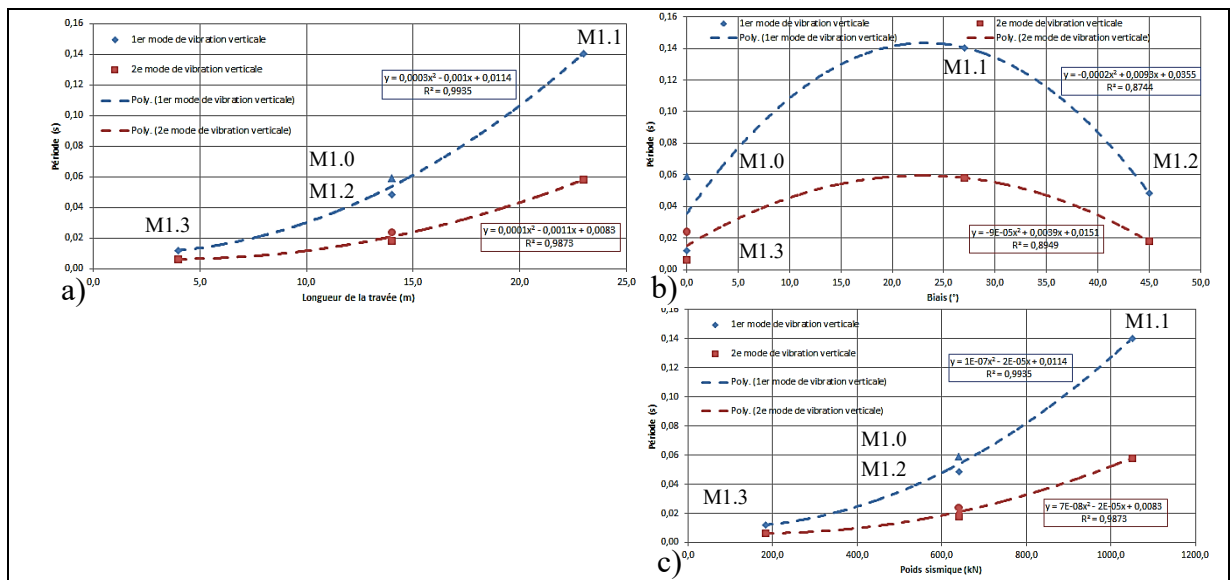


Figure 5.1 Périodes de vibration des ponts à une travée en fonction
a) de la longueur de la travée, b) du biais du tablier et c) du poids sismique

Puisque seulement deux paramètres géométriques décrivent les modèles de ponts à une travée, il est possible d'isoler les deux modèles de ponts à une travée d'une même longueur, soient les modèles M1.0 et M1.2. L'autre paramètre ou variable de l'équation d'une période de vibration est la rigidité, soit le produit du module d'élasticité (E) par l'inertie (I). Cette dernière est constante pour les ponts à une travée, les tabliers composant les modèles de la matrice d'expérimentation étant identiques.

À partir de ces deux modèles ayant une même longueur de travée, on constate que la période de vibration diminue quand le biais du tablier augmente (de 0 à 45°). Ceci est conforme à la conclusion de Fakhry et al. (2019) où un biais de tablier plus élevé réduit la période fondamentale du pont. En considérant l'ensemble des quatre modèles, le graphique de la Figure 5.1b) illustre une tendance de l'influence du biais peu évidente et peu marquée, soit une augmentation suivie par une diminution. En fait, le modèle M1.1 a une travée 30 % plus longue que les modèles M1.0 et M1.2 ainsi qu'un biais de 27°. Par contre, le modèle M1.3 n'a aucun biais, mais une longueur de travée beaucoup plus courte, ce qui fait diminuer la période.

L'augmentation de la période serait donc principalement liée à l'augmentation de la longueur de travée ainsi qu'à l'augmentation de la masse ou du poids sismique. Selon l'équation (A VII.32) à la page 291, cela est cohérent puisque les tabliers sont de conception identique, leur masse linéaire est donc identique et leur masse ou poids sismique est fonction de la longueur du tablier. On note aussi la relation de la longueur (L) au carré dans l'équation (A VII.32) qui est aussi reflété dans la Figure 5.1 avec une courbe quadratique (polynomiale de deuxième degré). Par contre, le modèle à un degré de liberté (DDL) et l'équation (A VII.32) ne distinguent pas les ponts ayant un biais ou non. Ceci se reflète aussi dans la Figure 5.1 par l'absence de tendance entre les périodes et le biais du tablier. De manière générale, il est possible d'observer que l'influence est semblable autant dans la direction longitudinale que dans la direction transversale.

5.3.2 Ponts à deux travées

Pour les ponts à deux travées, la Figure 5.2 montre que, dans la direction longitudinale, les périodes de vibration augmentent puis diminuent quand la longueur de la travée, la hauteur de la pile ou le poids sismique augmentent. A contrario, pour le biais de la travée, les périodes de vibration diminuent puis augmentent ensuite lorsque la valeur de ce paramètre augmente. Les graphiques de la Figure 5.2 illustrent des paraboles ou courbes quadratiques (polynômes de deuxième degré), ce qui montre que l'influence des paramètres étudiés est peu évidente et peu marquée.

Dans la direction transversale, l'influence est complètement inversée. Les graphiques de la Figure 5.2 illustrent des paraboles concaves alors qu'elles étaient convexes dans la direction longitudinale et vice versa.

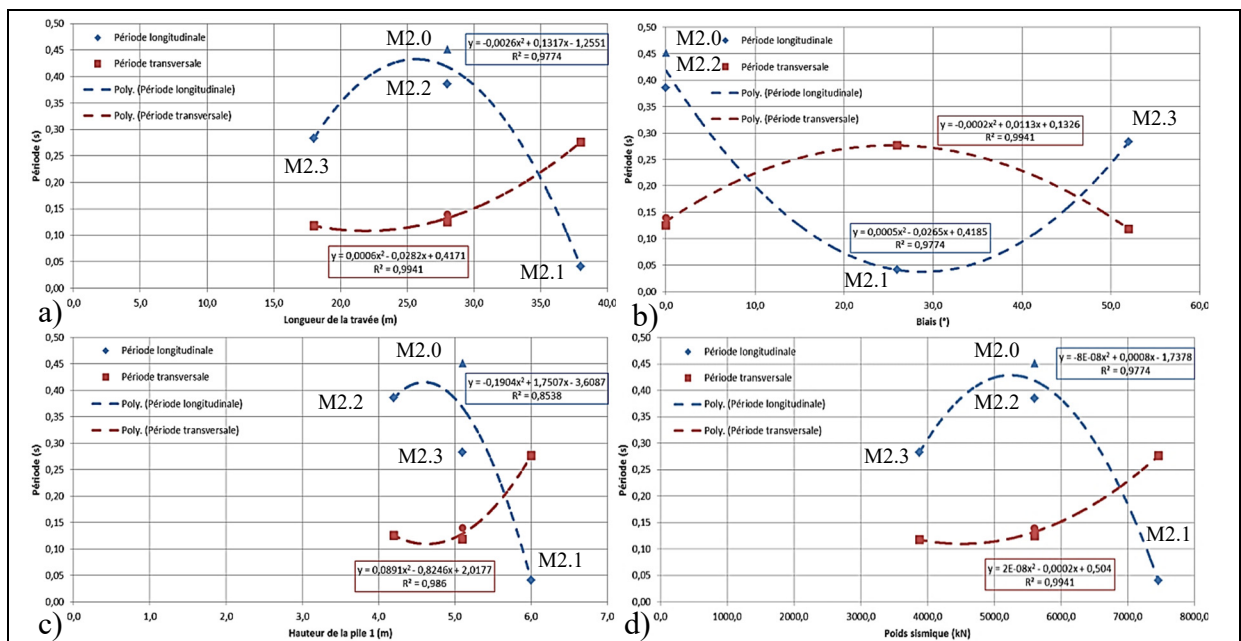


Figure 5.2 Périodes de vibration des ponts à deux travées en fonction a) de la longueur de la travée, b) du biais du tablier, c) de la hauteur de la pile et d) du poids sismique

Par contre, deux modèles de ponts à deux travées ont une même longueur de travée et un même biais du tablier, mais des hauteurs de pile différentes, soient les modèles M2.0 et M2.2 avec

une hauteur de pile de 5,1 m et de 4,2 m respectivement. Ainsi, quand la hauteur de la pile augmente, on note à la Figure 5.2c) que les périodes de vibration augmentent de manière significative dans la direction longitudinale tout en restant du même ordre de grandeur, mais qu'elles augmentent que très peu dans la direction transversale en demeurant presque identiques. Effectivement, on voit sur la Figure 5.2c) que la période de vibration n'est pas très influencée par la hauteur des piles dans la direction longitudinale, même si elle devrait augmenter avec la hauteur de la pile grâce à une rigidité plus faible, donc une période de vibration plus grande. Bien que la rigidité du tablier reste identique, un système de pile intermédiaire offre une rigidité qui varie en fonction de la hauteur, mais aussi en fonction du produit du module d'élasticité (E) par l'inertie (I). Comme il y a une variation de masse ou de poids sismique ainsi que de rigidité, il y a donc une influence de la longueur des travées et de la hauteur du système de pile. Leurs contributions respectives sont cependant indépendantes, mais concomitantes, d'où la difficulté ici à dégager distinctement leurs influences respectives.

Les modèles M2.1 et M2.3, comparativement aux modèles M2.0 et M2.2, voient leur biais du tablier augmenté à 26° et 52° respectivement. Malgré cette augmentation du biais, la période de vibration du modèle M2.3 reste semblable à celles des modèles M2.0 et M2.2, surtout dans la direction transversale. En fait, on note, dans la direction longitudinale, que les ponts droits sans biais (0°) (avec une longueur médiane du tablier de 28 m et des hauteurs de pile différentes) ont des périodes de vibration plus élevées et que les ponts avec biais (mais avec une longueur inférieure et supérieure ainsi que des hauteurs de piles médianes et supérieures). Ceci laisse penser que les autres paramètres, tels que la longueur du tablier ou la hauteur des piles, ont davantage d'influence que le biais du tablier et que leurs influences respectives peuvent interagir entre elles.

5.3.3 Ponts à trois travées

Pour les ponts à trois travées, la Figure 5.3 montre que l'influence des paramètres géométriques sur la période de vibration suit les mêmes observations dans les directions longitudinale et transversale, bien que cela soit plus prononcé dans la direction longitudinale et moins marqué

dans la direction transversale. Les périodes de vibration augmentent quand la longueur de la travée augmente et lorsque la hauteur de la pile augmente. Par contre, on observe que les périodes de vibration diminuent lorsque le biais augmente. Les ponts droits sans biais (0°) ont des périodes de vibration plus élevées que les ponts avec biais.

À l'instar des ponts à deux travées, il y a une influence combinée de la longueur de la travée, de la hauteur du système de pile et probablement, mais dans une moindre mesure, du biais du tablier. Leurs contributions quant à la masse ou au poids sismique ainsi qu'à la rigidité (produit de $E \times I$) restent donc indépendantes, tout en ayant une interaction entre elles. Pour cause, la masse est directement liée à la période de vibration et la rigidité est inversement liée à la période de vibration comme il a été présenté aux équations (A VII.32) et (A VII.33) à la page 291 dans lesquelles le biais du tablier n'est pas inclus.

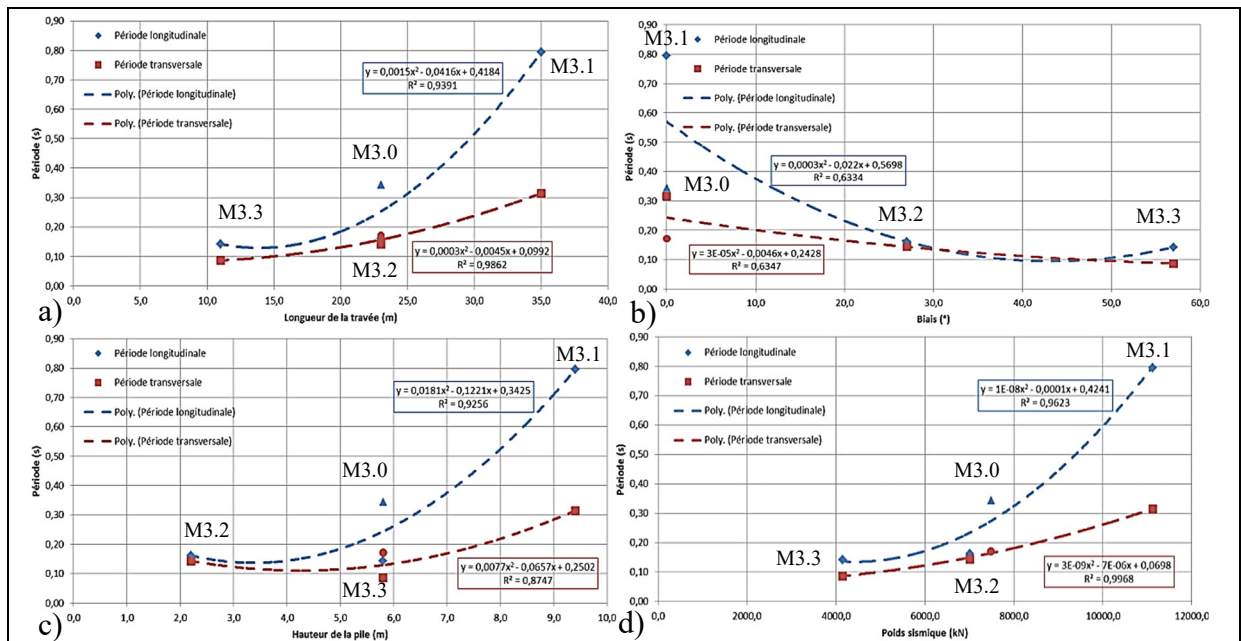


Figure 5.3 Périodes de vibration des ponts à trois travées en fonction a) de la longueur de la travée, b) du biais du tablier, c) de la hauteur de la pile et d) du poids sismique

Globalement, l'influence des paramètres étudiés sur les périodes de vibration varie selon le nombre de travées. Plus la longueur de la travée, la hauteur du système de pile ainsi que la masse ou le poids sismique augmentent plus les périodes de vibrations augmentent pour les

ponts à une travée et trois travées. Pour ces mêmes augmentations de paramètres pour les ponts à deux travées, on observe des augmentations suivies de diminutions (ou vice versa) des périodes de vibration. Concernant l'augmentation du biais du tablier, on note que les périodes de vibration augmentent puis diminuent (ou vice versa) pour les ponts à une travée et deux travées alors qu'elles diminuent pour les ponts à trois travées. En somme, l'influence de ces paramètres est davantage liée à la masse et à la rigidité du pont, ce qui influence, conséquemment et fort probablement en interaction, les périodes de vibration. En effet et selon l'équation théorique, la période augmente proportionnellement à la racine de la longueur de la travée, ou de la masse, alors qu'elle devrait augmenter plus vite selon la hauteur de la pile parce que la rigidité varie de manière inversement proportionnelle au cube de la hauteur (H^3) de la colonne et la période est inversement proportionnelle à la racine de la rigidité, ce qui donne $(H^3)^{-1/2} = H^{3/2} = H^{1.5}$. Il est donc difficile d'établir une relation claire entre la période et l'ensemble des paramètres géométriques.

5.4 Réponses non linéaires des modèles de ponts

Afin de comparer la réponse des modèles de ponts étudiés selon leur comportement, les éléments de réponse suivants sont extraits aux différents nœuds caractéristiques et dans différents éléments constituant le modèle de ponts :

- les déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles ainsi que les déformations et les efforts que ces déplacements occasionnent dans ces appareils d'appui mobiles et dans les éléments d'impacts aux joints (établis à 16,276 mm, 24,5 mm ou 32,724 mm longitudinalement et 3 mm transversalement avant l'enclenchement de l'élément ou du matériau adjacent, notons que la valeur longitudinale de 24,5 mm est celle utilisée dans les modèles présentés à la section 5.4.3);
- les déplacements en tête de colonne ainsi que les efforts de cisaillement et de moment que ces déplacements occasionnent dans les colonnes;
- les contraintes et déformations des fibres des différents matériaux des colonnes.

Pour une même analyse ou paire pont-séisme, on considère la valeur absolue maximale de toutes les réponses pour un même type d'élément. Puis, selon *FEMA P-2082* (Federal Emergency Management Agency, 2020) et l'*Eurocode 8* (Comité Européen de Normalisation, 2012), une moyenne est effectuée lorsque cette analyse ou paire pont-séisme est comparée à d'autres modèles de ponts ou à d'autres sollicitations sismiques. À noter que des analyses ou paires pont-séisme ont donné des valeurs nulles (0) ou incohérentes et elles ont été écartées définitivement. Pour cause, le maillage et/ou le pas de temps (choisis comme identiques pour fin de comparaison uniforme) peuvent parfois mener à des instabilités numériques pour certaines analyses, ce qui est normal dans les analyses paramétriques, et ce, même si le calcul converge pour d'autres analyses.

5.4.1 Nœuds caractéristiques des modèles numériques

D'abord, il convient de rappeler les localisations des principaux nœuds caractéristiques représentées à la Figure 5.4 pour les ponts à une travée, deux travées et trois travées.

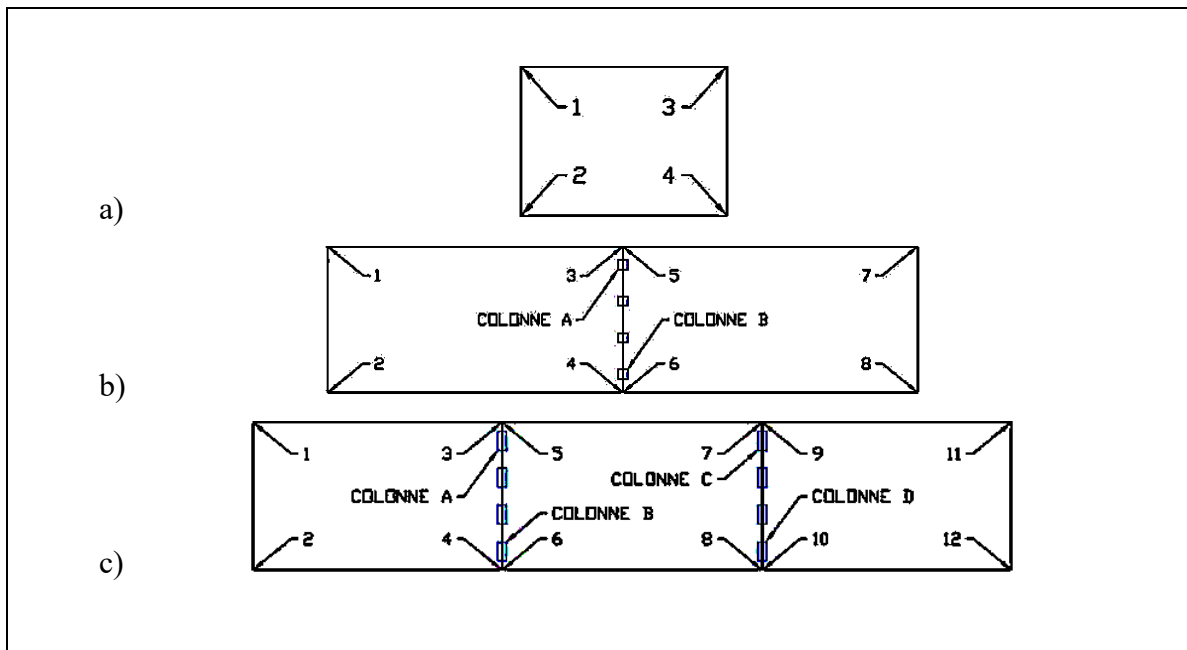


Figure 5.4 Nœuds caractéristiques pour un modèle type de ponts droits à
a) une travée, b) deux travées et c) trois travées

Avec une condition de retenue fixe, les nœuds caractéristiques énumérés sont définis par une absence de déplacement relatif du tablier dans les directions longitudinale et transversale, donc aucune déformation relative dans les appareils d'appui et le joint. Avec une condition de retenue mobile, les nœuds caractéristiques énumérés présentent un déplacement relatif du tablier dans les directions longitudinale et transversale, donc des déformations relatives dans les appareils d'appui et dans le joint, donc des efforts dans les appareils d'appui et dans le joint si un impact est enclenché (lorsque l'espace dans l'ouverture du joint est comblé) dans ce dernier.

De plus, vis-à-vis les systèmes de piles et dans l'absolu, l'ensemble de la zone supérieure près du tablier et du chevêtre subie aussi un déplacement uniforme dans l'espace sous la sollicitation sismique indifféremment de la condition de retenue des appareils d'appui. Ce déplacement engendré au sommet (haut) du système de pile engendre à son tour un déplacement au haut des colonnes. Donc, des efforts (cisaillement et moment) au bas et au haut des colonnes ainsi que des contraintes et des déformations dans les fibres définissant les rotules plastiques au bas et au haut de ces colonnes sont relevés dans les directions longitudinale et transversale.

a) Ponts à une travée

Pour les ponts à une travée, comme il est illustré à la Figure 5.4a), les nœuds caractéristiques 1 et 2 représentent des zones où se trouvent des appareils d'appui fixes ainsi qu'un joint. A contrario, les nœuds caractéristiques 3 et 4 représentent des zones où se trouvent des appareils d'appui mobiles ainsi qu'un joint.

b) Ponts à deux travées

Pour les ponts à deux travées, comme il est illustré à la Figure 5.4b), les nœuds caractéristiques 1, 2, 7 et 8 représentent des zones où se trouvent des appareils d'appui mobiles ainsi qu'un joint. A contrario, les nœuds caractéristiques 3, 4, 5 et 6 représentent des zones où se trouvent des appareils d'appui fixes ainsi qu'un joint. Enfin, les nœuds caractéristiques *A* et *B* représentent des zones où se trouvent des colonnes, et ce, aux extrémités du système de pile.

c) Ponts à trois travées

Pour les ponts à trois travées, comme il est illustré à la Figure 5.4c), les nœuds caractéristiques 1, 2, 11 et 12 représentent des zones où se trouvent des appareils d'appui mobiles ainsi qu'un joint. A contrario, les nœuds caractéristiques 3, 4, 5 et 6 représentent des zones où se trouvent des appareils d'appui fixes ainsi qu'un joint. Par contre, les nœuds caractéristiques 7, 8, 9 et 10 représentent des zones où se trouvent des appareils d'appui mobiles (7 et 8) et fixes (9 et 10) ainsi qu'un joint. De par les conditions de retenue mobiles et fixes, ces nœuds caractéristiques présentent des déplacements relatifs du tablier (7 et 8) dans les directions longitudinale et transversale, donc des déformations et efforts dans les appareils d'appui et dans le joint si un impact est enclenché dans ce dernier. Enfin, les nœuds caractéristiques *A*, *B*, *C* et *D* représentent des zones pertinentes où se trouvent des colonnes aux extrémités du système de pile.

5.4.2 Impact du *PGA* sur le comportement des modèles numériques dans le domaine non linéaire

L'intensité de la demande, caractérisée par le *PGA*, est un facteur important de l'évaluation de la vulnérabilité sismique. Ainsi, on observe les tendances en lien avec les déplacements longitudinaux et transversaux pour expliquer l'impact du *PGA* sur le comportement des modèles de ponts dans le domaine non linéaire. La distribution (minimum, moyenne, médiane, écart-type et maximum) des résultats du déplacement maximal d'un modèle géométrique sous les différentes sollicitations sismiques utilisées est présentée aux tableaux de l'ANNEXE VIII (p.295) par modèle géométrique et par direction (longitudinale et transversale). Les déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles donnent aussi des ductilités en courbure combinées telles que présentées aux tableaux de l'ANNEXE VIII (p.295) pour les colonnes de ponts à deux et trois travées. Comme il est présenté à la section 7.1, la ductilité consiste, brièvement, au rapport entre le déplacement ou la courbure maximal(e) que les piles peuvent subir et le déplacement ou la courbure élastique respectivement.

a) Ponts à une travée

La Figure 5.5 présente les déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) en fonction du PGA pour les modèles de ponts à une travée.

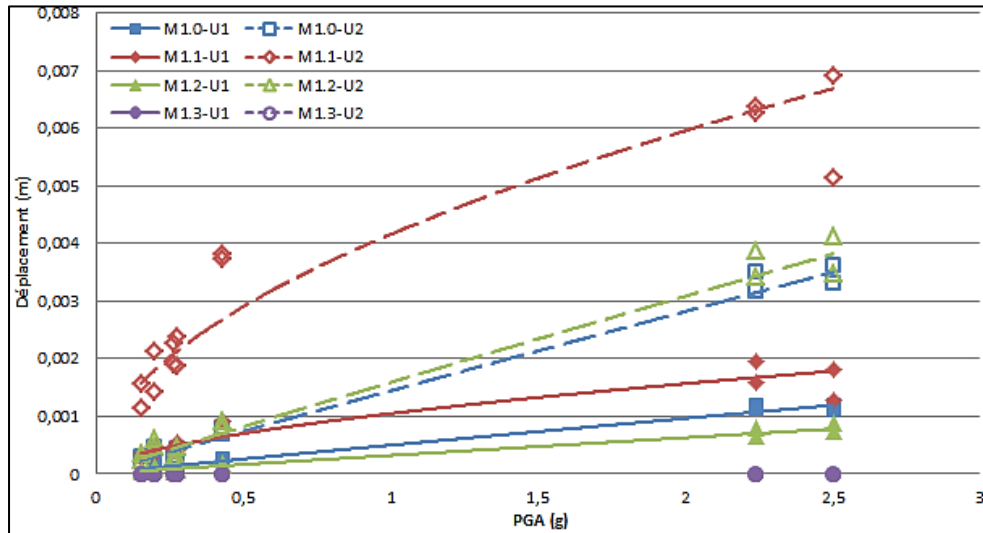


Figure 5.5 Déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) du tablier aux appareils d'appui mobiles en fonction du PGA pour les modèles de ponts à une travée

Plus le PGA augmente, plus les déplacements augmentent aussi. Ceci est cohérent avec une plus grande quantité d'énergie déployée avec des sollicitations sismiques possédant une valeur élevée de PGA . Le déplacement du tablier est corrélé à la vitesse et à l'accélération du tablier laquelle est directement proportionnelle au PGA . Lorsque le PGA est égal à 0, aucune accélération n'est induite dans le pont et, par conséquent, il y aura aucun déplacement engendré. Indifféremment du modèle et de la sollicitation sismique, les déplacements du tablier varient de 0,000 m à 0,002 m (0 à 2 mm) dans la direction longitudinale et de 0,000 m à 0,007 m (0 à 7 mm) dans la direction transversale. Ces faibles résultats s'expliquent par les conditions de retenue et les hypothèses de modélisation pour les ponts à une travée. Le modèle M1.1 (rouge) présente plus de déplacements, notamment dû à sa longueur de travée ayant une valeur élevée. Le modèle médian M1.0 (bleu) et le modèle M1.2 (vert) avec une longueur médiane de la travée présentent des valeurs de déplacements intermédiaires. Le modèle M1.3

(violet) ayant la plus courte longueur de travée présente des déplacements presque nuls. Notons que, bien que certaines courbes de tendance semblent linéaires avec une intersection à l'origine (0, 0), elles sont tous de type puissance, soit la tendance la plus représentative. La « linéarité » est causée par une fonction puissance qui est donc très représentative des valeurs étudiées. Cela s'applique pour la Figure 5.5 à la Figure 5.7.

b) Ponts à deux travées

La Figure 5.6 présente les déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) en fonction du PGA pour les modèles de ponts à deux travées.

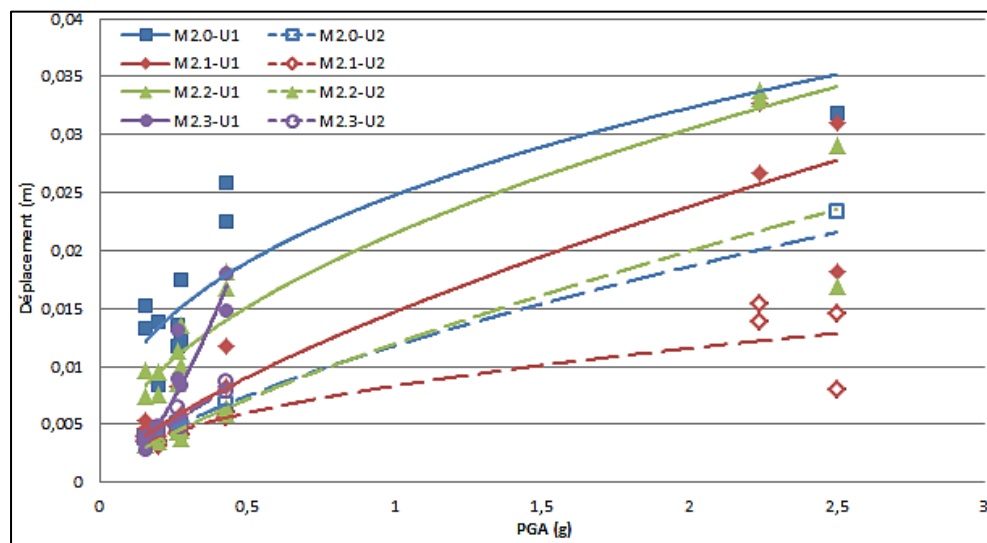


Figure 5.6 Déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) du tablier aux appareils d'appui mobiles en fonction du PGA pour les modèles de ponts à deux travées

Plus le PGA augmente, plus les déplacements augmentent aussi. Indifféremment du modèle et de la sollicitation sismique, les déplacements du tablier varient de 0,003 m à 0,034 m (3 à 34 mm) dans la direction longitudinale et de 0,003 m à 0,033 m (3 à 33 mm) dans la direction transversale. Le modèle médian M2.0 (bleu) ainsi que le modèle M2.2 (vert) avec une longueur médiane de la travée et de courtes colonnes présentent des valeurs plus élevées de déplacements. Le modèle M2.1 (rouge) avec sa longueur de travée et son système de pile ayant

des valeurs élevées présente des déplacements intermédiaires. Le modèle M2.3 (violet) avec la plus courte travée et une hauteur médiane des colonnes présente des déplacements plus petits. Cela s'applique dans les directions longitudinale et transversale.

c) Ponts à trois travées

La Figure 5.7 présente les déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) en fonction du PGA pour les modèles de ponts à trois travées.

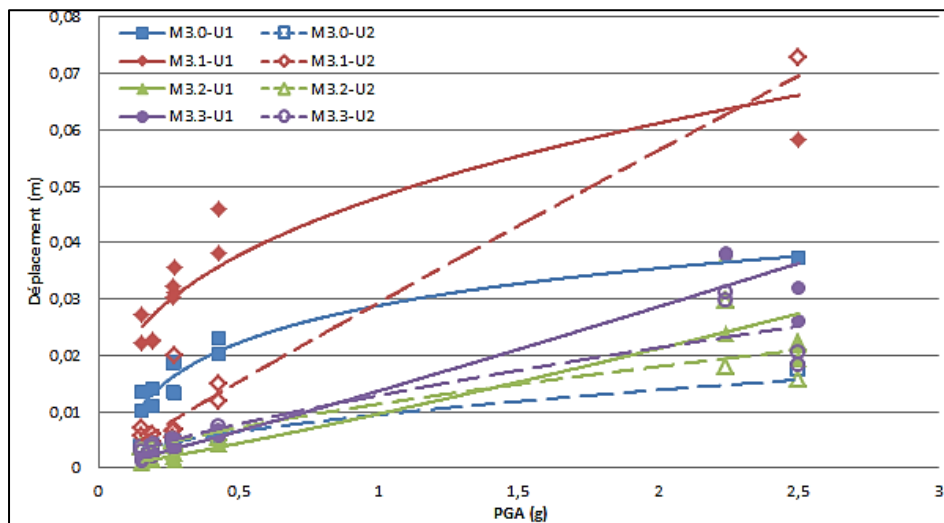


Figure 5.7 Déplacements longitudinaux ($U1$) et transversaux ($U2$) du tablier aux appareils d'appui mobiles en fonction du PGA pour les modèles de ponts à trois travées

Plus le PGA augmente, plus les déplacements augmentent aussi. Indifféremment du modèle et de la sollicitation sismique, les déplacements du tablier varient de 0,001 m à 0,058 m (1 à 58 mm) dans la direction longitudinale et de 0,003 m à 0,073 m (3 à 73 mm) dans la direction transversale. Le modèle M3.1 (rouge) présente des longueurs de travées élevées ainsi que des hauteurs de colonnes élevées, ce qui explique des déplacements également plus élevés. Pour les autres modèles M3.0 (médian) (bleu), M3.2 (vert) et M3.3 (violet), ils présentent des valeurs de déplacements dans le même ordre de grandeur.

Globalement, plus le PGA augmente, plus les déplacements augmentent aussi. Les modèles médians (bleu), à l'exception du modèle pour les ponts à deux travées, présentent aussi des comportements médians où les déplacements étudiés ont des valeurs centrales.

5.4.3 Comportement générique des modèles numériques dans le domaine non linéaire

Le comportement des modèles dans le domaine non linéaire est illustré ici pour les différentes réponses des éléments distinctement, et ce, idéalement pour chaque nœud caractéristique. Par souci de concision les résultats sont présentés pour les modèles médians (M1.0, M2.0 et M3.0) pour limiter le nombre de graphiques et l'analyse qui en est faite. De plus, pour éviter de présenter ces résultats pour toutes les sollicitations sismiques, seule l'analyse ou la paire pont-séisme donnant les réponses maximales est présentée. Ces résultats, dits typiques, illustrent le comportement non linéaire général des modèles de ponts de l'ensemble de la matrice d'expérimentation. Par exemple, ces analyses ou paires pont-séisme sont M1.0 – S5.2, M2.0 – S5.1 et M3.0 – S5.1. Les enregistrements sismiques bidirectionnels composés des accélérogrammes artificiels E6C1_14 et E6C1_15 appliqués dans une direction (S5.1) et interchangeés dans l'autre direction orthogonale (S5.2) ont généré les principaux résultats maximaux au sein des éléments des modèles d'intérêt. Le *PGA* de cet enregistrement est supérieur à celui des autres enregistrements et explique les résultats maximaux obtenus.

a) Ponts à une travée

La Figure 5.8 illustre le comportement non linéaire de la paire pont-séisme M1.0 – S5.2 au nœud caractéristique 3 pour les ponts à une travée.

La Figure 5.8a) présente les déplacements du tablier distinctement dans le temps. Ils suivent la signature de la sollicitation sismique appliquée au modèle et il est possible d'observer l'amortissement de ce déplacement peu de temps après l'atteinte des extrêmes. Les déplacements longitudinaux (*U1* bleu) atteignent des valeurs maximales de -0,0012 m et 0,0012 m (-1,2 mm et 1,2 mm) alors que les déplacements transversaux (*U2* rouge) atteignent des

valeurs maximales de $-0,0035$ m et $0,0036$ m ($-3,5$ mm et $3,6$ mm). La Figure 5.8b) met en relation ces mêmes déplacements longitudinaux et transversaux dans l'espace absolu, mais selon une vue en plan. Les mêmes déplacements sont notés (longitudinaux de $-0,0012$ m et $0,0012$ m ($-1,2$ mm et $1,2$ mm) ainsi que transversaux de $-0,0035$ m et $0,0036$ m ($-3,5$ mm et $3,6$ mm)).

La Figure 5.8c) et la Figure 5.8d) montrent, dans les directions longitudinale et transversale respectivement, la déformation en cisaillement de l'élastomère qui dépend de la rigidité associée au matériau. Le glissement de cet appareil d'appui a lieu lorsqu'un effort, spécifiquement pour ce modèle seulement, d'environ 6 kN est atteint (basé sur la force de friction de l'appareil d'appui qui est fonction de la force verticale associée au dixième ($1/10$) de la charge permanente du poids propre du tablier qu'il supporte tel que précisé à l'ANNEXE IV.3 à la page 263). Pour les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles de $-0,0012$ m et $0,0012$ m ($-1,2$ mm et $1,2$ mm), environ 1 kN est sollicité dans l'appareil d'appui, donc il n'y a pas de glissement et l'appareil d'appui reste linéaire/élastique. Pour les déplacements transversaux du tablier aux appareils d'appui mobiles de $-0,0035$ m et $0,0036$ m ($-3,5$ mm et $3,6$ mm), environ 3 kN sont sollicités dans l'appareil d'appui, donc il n'y a pas de glissement et l'appareil d'appui reste linéaire/élastique. Il suit le même comportement que dans le sens longitudinal, mais dans les limites de ses déformations.

La Figure 5.8e) et la Figure 5.8f) illustrent respectivement les efforts dans les éléments d'impact au joint (longitudinal) et à l'appareil d'appui (transversal) selon leur déformation. Comme le déplacement négatif maximal est de $-0,0012$ m ($-1,2$ mm) dans le sens longitudinal, ce qui est inférieur à la « limite » de $24,5$ mm, il n'y a pas d'impact à ce nœud caractéristique. Donc, il n'y a aucune répercussion spécifique à cet impact sur le comportement complet du tablier, voire en rotation par pivotement ou autre. Lorsque l'espace libre de 3 mm fourni par l'appareil d'appui dans le sens transversal est atteint, il y a sollicitation d'un dispositif de retenue/guidage avec une forte rigidité. Avec des déplacements transversaux de $-0,0035$ m ($-3,5$ mm) et $0,0036$ m ($3,6$ mm), le dispositif est sollicité avec des efforts de -44 kN et 54 kN. Ceci restreint beaucoup le déplacement transversal du modèle, ce qui se répercute aussi dans les autres éléments par exemple.

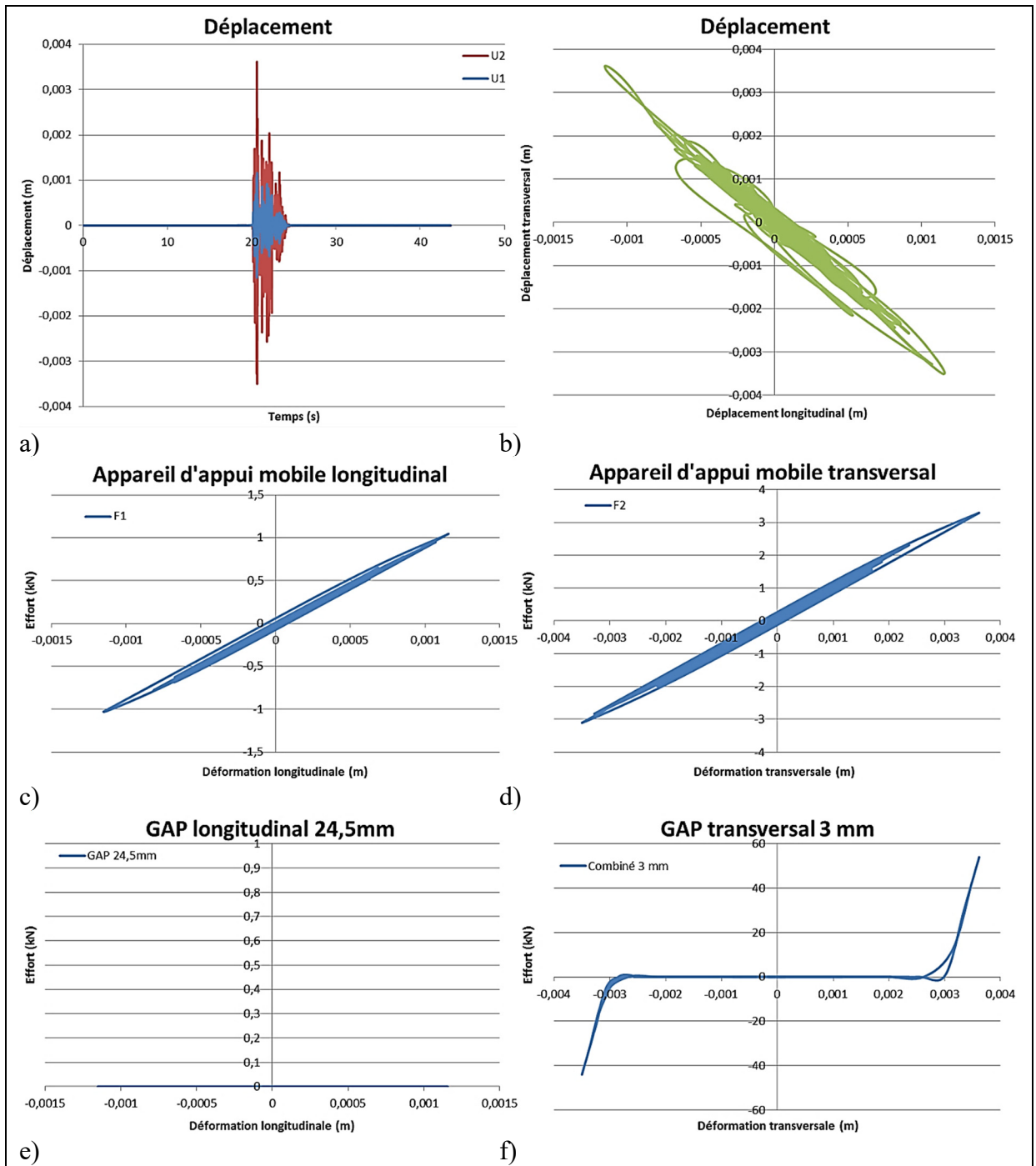


Figure 5.8 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à une travée (Paire pont-séisme M1.0 – S5.2 – Nœud caractéristique 3)

Les résultats pour le nœud caractéristique 4 sont illustrés à la Figure-A VIII-1 de l'ANNEXE VIII à la page 296 pour ce modèle de pont à une travée. Dans l'ensemble, les résultats et le

comportement non linéaire sont les mêmes à quelques décimales ou unités près. Pour ces deux nœuds caractéristiques (3 et 4), les signatures et les intensités entre la sollicitation sismique (demande) et le comportement non linéaire (réponse) sont similaires.

b) Ponts à deux travées

La Figure 5.9 illustre le comportement non linéaire de la paire pont-séisme M2.0 – S5.1 au nœud caractéristique 1 pour les ponts à deux travées.

La Figure 5.9a) présente les déplacements du tablier distinctement dans le temps. Ils suivent la signature de la sollicitation sismique appliquée au modèle et il est possible d'observer l'amortissement de ce déplacement peu de temps après l'atteinte des extrêmes. Les déplacements longitudinaux ($U1$ bleu) atteignent des valeurs maximales de -0,027 m et 0,029 m (-27 mm et 29 mm) alors que les déplacements transversaux ($U2$ rouge) atteignent des valeurs maximales de -0,023 m et 0,019 m (-23 mm et 19 mm). La Figure 5.9b) met en relation ces mêmes déplacements longitudinaux et transversaux dans l'espace absolu, mais selon une vue en plan. Les mêmes déplacements sont notés (longitudinaux de -0,027 m et 0,029 m (-27 mm et 29 mm) ainsi que transversaux de -0,023 m et 0,019 m (-23 mm et 19 mm)).

La Figure 5.9c) et la Figure 5.9d) montrent, dans les directions longitudinale et transversale respectivement, la déformation en cisaillement de l'élastomère qui dépend de la rigidité associée au matériau. Le glissement de cet appareil d'appui a lieu lorsqu'un effort d'environ 26 kN est atteint (spécifiquement pour ce modèle seulement). Pour les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles de -0,027 m et 0,029 m (-27 mm et 29 mm), environ 22 kN est sollicité dans l'appareil d'appui, donc il n'y a pas de glissement et l'appareil d'appui reste linéaire/élastique. Pour les déplacements transversaux du tablier aux appareils d'appui mobiles de -0,023 m et 0,019 m (-23 mm et 19 mm), environ 16 kN sont sollicités dans l'appareil d'appui, donc il n'y a pas de glissement et l'appareil d'appui reste linéaire/élastique. Il suit le même comportement que dans le sens longitudinal, mais dans les limites de ses déformations.

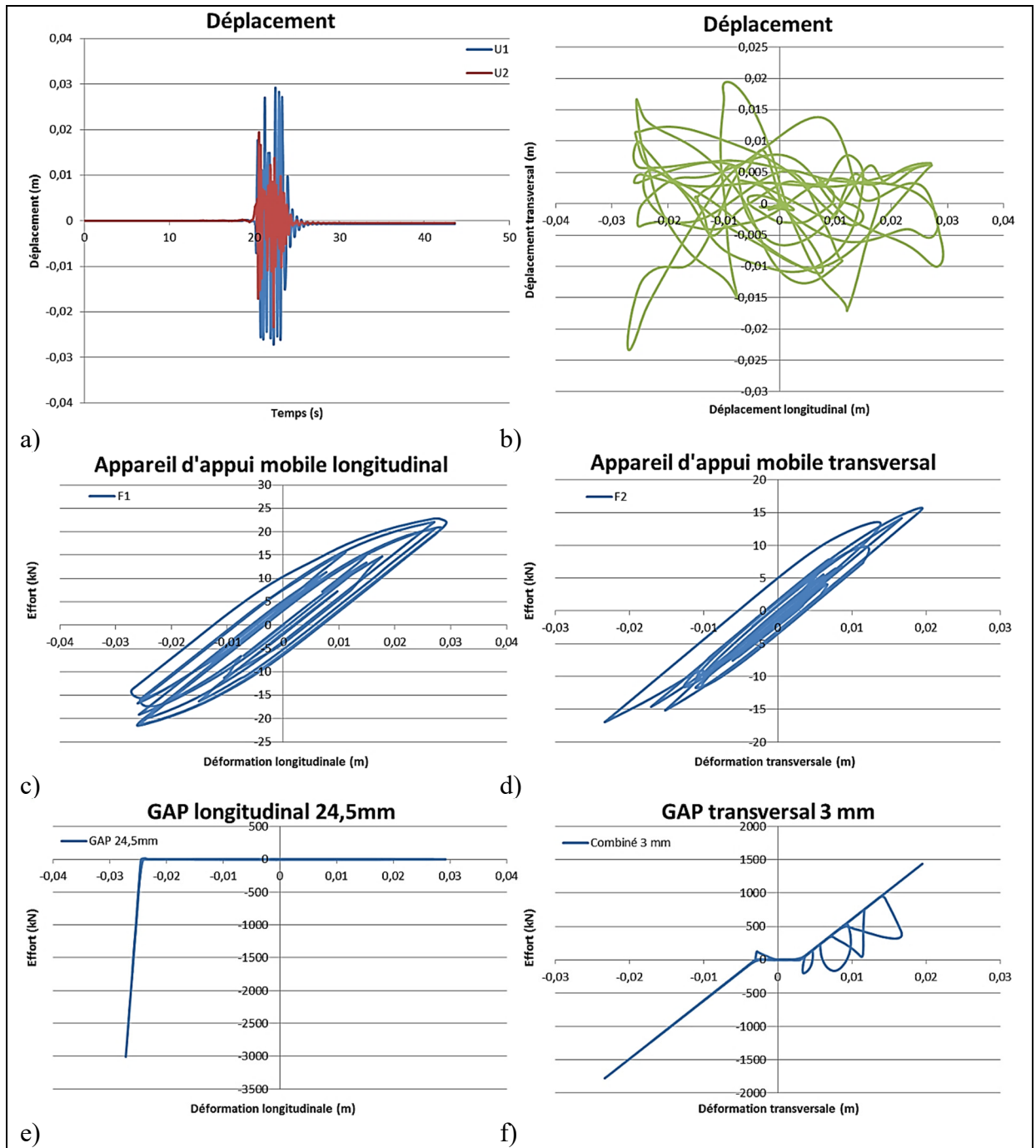


Figure 5.9 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique 1)

La Figure 5.9e) et la Figure 5.9f) illustrent respectivement les efforts dans les éléments d'impact au joint (longitudinal) et à l'appareil d'appui (transversal) selon leur déformation.

Comme le déplacement négatif maximal est de $-0,027$ m (27 mm) dans le sens longitudinal, ce qui est supérieur à la « limite » de 24,5 mm, il y a un impact à ce nœud caractéristique. Donc, il y a une répercussion spécifique à cet impact sur le comportement complet du tablier, voire en rotation par pivotement ou autre. Lorsque l'espace libre de 3 mm fourni par l'appareil d'appui dans le sens transversal est atteint, il y a sollicitation d'un dispositif de retenue/guidage avec une forte rigidité. Avec des déplacements transversaux de $-0,023$ m (-23 mm) et $0,019$ m (19 mm), le dispositif est sollicité avec des efforts de -1800 kN et 1400 kN. Ceci restreint beaucoup le déplacement transversal du modèle, ce qui se répercute aussi dans les autres éléments par exemple.

Les résultats pour les nœuds caractéristiques 2, 7 et 8 sont illustrés respectivement à la Figure-A VIII-2 (page 297), à la Figure-A VIII-3 (page 298) et à la Figure-A VIII-4 (page 299) de l'ANNEXE VIII pour ce modèle de pont à deux travées. Dans l'ensemble, les résultats et le comportement non linéaire sont les mêmes à quelques décimales ou unités près. Pour ces quatre nœuds caractéristiques (1, 2, 7 et 8), les signatures et les intensités entre la sollicitation sismique (demande) et le comportement non linéaire (réponse) sont similaires.

La Figure 5.10 illustre le comportement non linéaire de la paire pont-séisme M2.0 – S5.1 au nœud caractéristique A toujours pour les ponts à deux travées.

La Figure 5.10a) présente les déplacements au haut de la colonne distinctement dans le temps. Ils suivent la signature de la sollicitation sismique appliquée au modèle et il est possible d'observer l'amortissement de ce déplacement peu de temps après l'atteinte des extrêmes. Les déplacements longitudinaux ($U1$ bleu) atteignent des valeurs maximales de $-0,026$ m et $0,024$ m (-26 mm et 24 mm) alors que les déplacements transversaux ($U2$ rouge) atteignent des valeurs maximales de $-0,036$ m et $0,041$ m (-36 mm et 41 mm). La Figure 5.10b) met en relation ces mêmes déplacements longitudinaux et transversaux dans l'espace absolu, mais selon une vue en plan. Les mêmes déplacements sont notés (longitudinaux de $-0,026$ m et $0,024$ m (-26 mm et 24 mm) ainsi que transversaux de $-0,036$ m et $0,041$ m (-36 mm et 41 mm)). Aussi, il s'agit du même comportement général qu'au nœud caractéristique 1, mais

de moindre envergure dans le sens longitudinal, car la mesure est prise sous le chevêtre, soit bien en dessous des appareils d'appui comparativement au nœud caractéristique 1. Dans le sens transversal, le comportement est semblable, mais varie un peu dans les ordres de grandeur, étant donné que la colonne, voire la pile, possède « plus de liberté » de mouvement.

La Figure 5.10c) et la Figure 5.10d) présentent les cisaillements au bas de la colonne et qui suivent le même comportement que les déplacements induits par le séisme. Les efforts dans le temps suivent aussi un amortissement. Les valeurs dans le sens longitudinal ($F3$ rouge) atteignent des valeurs maximales de -749 kN et de 758 kN alors que les valeurs dans le sens transversal ($F2$ bleu) atteignent des valeurs maximales de -2022 kN et de 1665 kN. Le cisaillement au haut de la colonne (*voir* la Figure-A VIII-5 à l'ANNEXE VIII à la page 300 pour ce modèle de pont à deux travées) suit le même comportement que le déplacement induit par le séisme et que le cisaillement au bas de la colonne (les valeurs sont légèrement inférieures en valeur absolue par contre).

La Figure 5.10e) et la Figure 5.10f) présentent les moments au bas de la colonne et qui suivent le même comportement que les déplacements et les cisaillements induits par le séisme. Les efforts dans le temps suivent aussi un amortissement. Les valeurs dans le sens longitudinal ($M2$ rouge) atteignent des valeurs maximales de -1492 kN et de 1559 kN alors que les valeurs dans le sens transversal ($M3$ bleu) atteignent des valeurs maximales de -3592 kN et de 2762 kN. Le moment au haut de la colonne (*voir* la Figure-A VIII-5 à l'ANNEXE VIII à la page 300 pour ce modèle de pont à deux travées) suit le même comportement que le déplacement, que le cisaillement et que le moment induits par le séisme au bas de la colonne (les valeurs sont légèrement inférieures en valeur absolue par contre). À noter que les deux axes du graphique pour le moment au haut de la colonne ont été inversées (signe + versus signe -). Cela permet de voir le même comportement du système indifféremment des signes des efforts induits dans les éléments. Enfin, comme illustré à la Figure 5.10f), la surface de rupture de la colonne a été superposée aux efforts de moment. L'interaction des moments induits dans la colonne sort à l'extérieur de la surface de rupture de la colonne, donc à l'extérieur des limites des moments

résistants. Il s'agit d'un point de comparaison intéressant pour visualiser le dépassement de la résistance, donc la fissuration et autres dégradations typiques de la colonne.

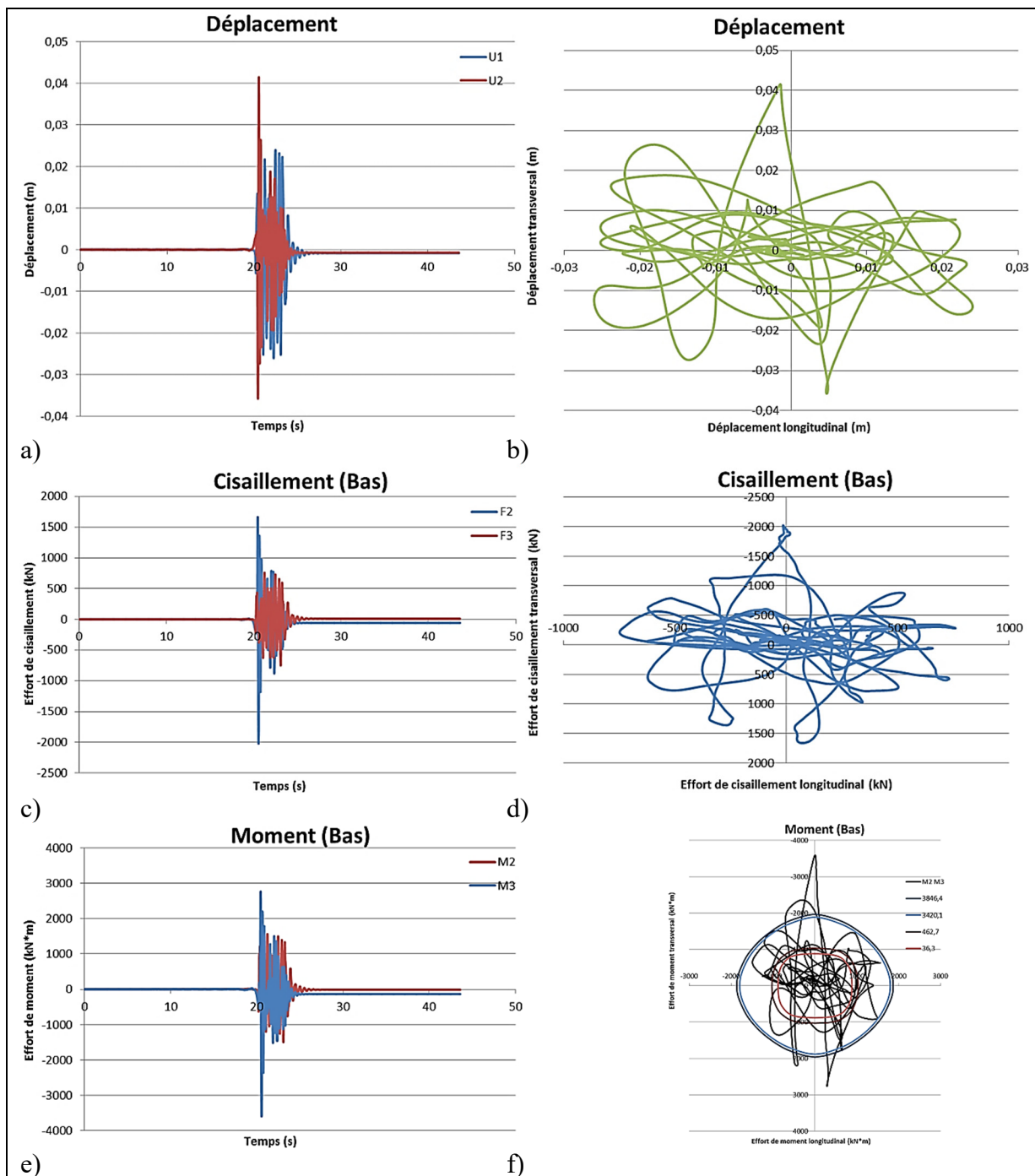


Figure 5.10 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique A)

Les résultats pour les nœuds caractéristiques *A* (Haut), *B* (Bas) et *B* (Haut) sont illustrés respectivement à la Figure-A VIII-5 (page 300), à la Figure-A VIII-6 (page 301) et à la Figure-A VIII-7 (page 302) de l'ANNEXE VIII pour ce modèle de pont à deux travées. Dans l'ensemble, les résultats et le comportement non linéaire sont les mêmes à quelques décimales ou unités près. Pour ces deux nœuds caractéristiques (*A* et *B*), les signatures et les intensités entre la sollicitation sismique (demande) et le comportement non linéaire (réponse) sont similaires.

La Figure 5.11 illustre le comportement non linéaire de la paire pont-séisme M2.0 – S5.1 au nœud caractéristique *A-Fibres* encore pour les ponts à deux travées. Elle présente les contraintes-déformations des fibres de béton non-confiné, d'armature et de béton confiné, et ce, aux quatre coins et pour la section de rotule plastique située au bas de la colonne. Des valeurs positives font référence à un comportement en traction alors que des valeurs négatives font référence à un comportement en compression. Les axes ont été inversées (signe + vs signe -) afin de mieux se calquer sur l'image typique des lois de comportement d'un matériau.

La Figure 5.11a) présente un comportement de la fibre qui suit la loi de comportement définie dans le modèle pour le béton non confiné en fonction des sollicitations sismiques. Les déformations maximales avoisinent -0,001 m/m et 0,011 m/m pour des contraintes maximales de l'ordre de -24 MPa et 3 MPa. Le béton non confiné n'atteint pas sa limite en compression. Par contre, il atteint sa limite en tension et subit une dégradation de sa capacité à cet effet. Il reste élastique en compression, mais il est contraint de subir une déformation plastique avec perte de résistance en tension (fissuration, etc.). Suivant le comportement du matériau et ses limites de résistances, s'il y a plastification, il y a dégradation de résistance jusqu'à ce que la déformation appliquée par le séisme cesse.

La Figure 5.11b) présente un comportement de la fibre qui suit la loi de comportement définie dans le modèle pour l'armature en fonction des sollicitations sismiques. L'armature atteint sa limite en compression et en tension avec des déformations maximales qui avoisinent -0,001 m/m et 0,010 m/m pour des contraintes maximales de l'ordre de -460 MPa et 460 MPa.

Comme il y a plastification, il y a une stabilisation de capacité et de résistance jusqu'à ce que la déformation appliquée par le séisme cesse.

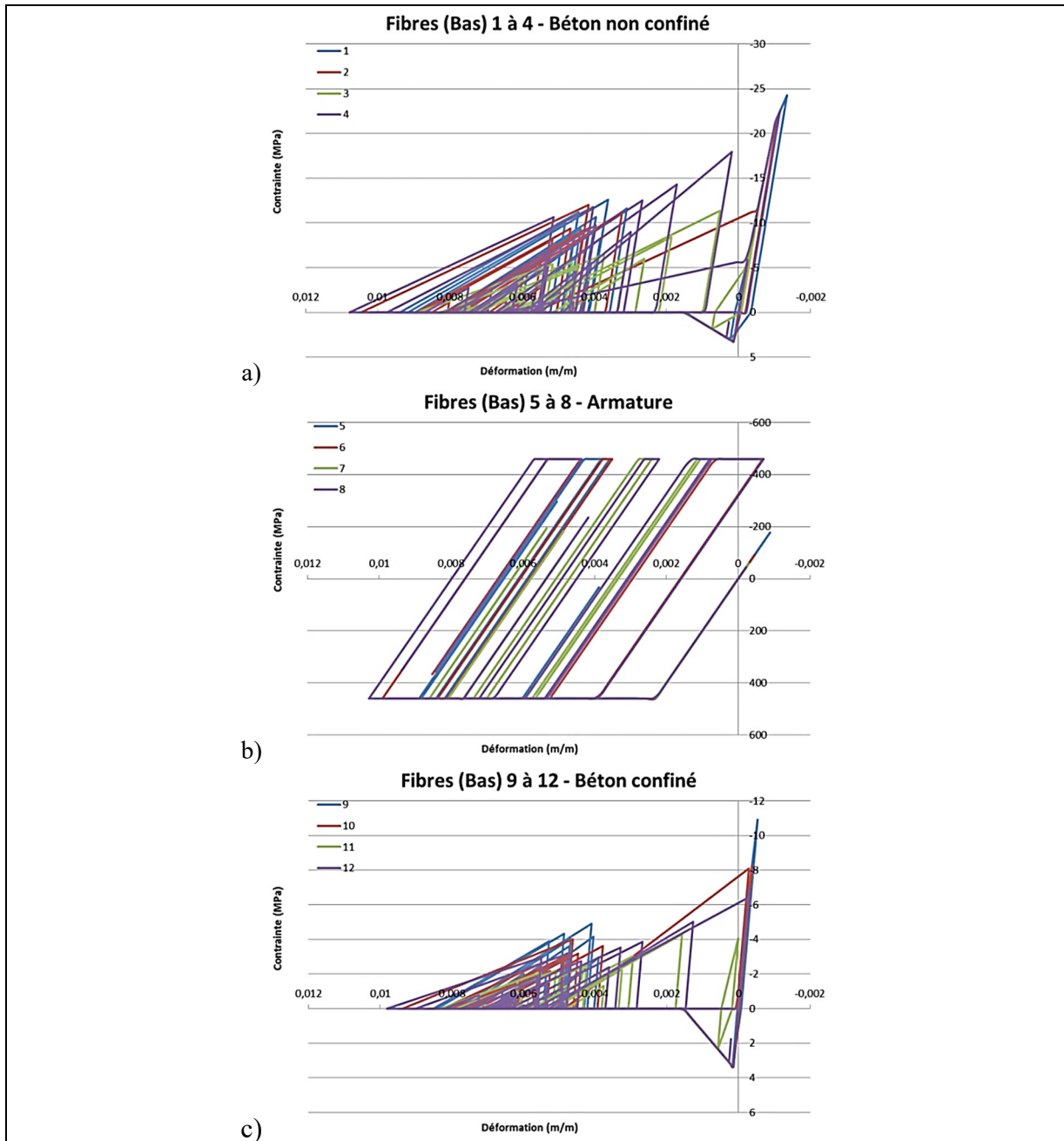


Figure 5.11 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique *A* - *Fibres*)

La Figure 5.11c) présente un comportement de la fibre qui suit la loi de comportement définie dans le modèle pour le béton confiné en fonction des sollicitations sismiques. Les déformations maximales avoisinent $-0,001$ m/m et $0,010$ m/m pour des contraintes maximales de l'ordre de -11 MPa et 3 MPa. Le béton confiné n'atteint pas sa limite en compression. Par contre, il atteint sa limite en tension et subit une dégradation de sa capacité à cet effet. Il reste élastique en compression, mais il est contraint de subir une déformation plastique avec perte de résistance en tension (fissuration, etc.). Suivant le comportement du matériau et ses limites de résistances, s'il y a plastification, il y a dégradation de résistance jusqu'à ce que la déformation appliquée par le séisme cesse.

Les résultats pour les nœuds caractéristiques *A* (Fibres – Haut), *B* (Fibres – Bas) et *B* (Fibres – Haut) sont illustrés respectivement à la Figure-A VIII-8 (page 303), à la Figure-A VIII-9 (page 304) et à la Figure-A VIII-10 (page 305) de l'ANNEXE VIII pour ce modèle de pont à deux travées. Dans l'ensemble, les résultats et le comportement non linéaire sont les mêmes à quelques décimales ou unités près. Pour ces deux nœuds caractéristiques (*A* et *B*), les signatures et les intensités entre la sollicitation sismique (demande) et le comportement non linéaire (réponse) sont similaires.

c) Ponts à trois travées

Pour les ponts à trois travées, les observations et graphiques de la paire pont-séisme M3.0 – S5.1 sont semblables à celles de la paire M2.0 – S5.1 pour un pont à deux travées. Pour éviter une redondance de graphiques et de données, les résultats et le comportement non linéaire de cet exemple typique de modèle de pont à trois travées (paire pont-séisme M3.0 – S5.1) pour tous les nœuds caractéristiques énumérés sont illustrés par le modèle de pont à deux travées (pont-séisme M2.0 – S5.1).

Le comportement non linéaire de la paire pont-séisme M3.0 – S5.1 aux nœuds caractéristiques 1, 2, 11 et 12 est semblable au comportement non linéaire de la paire pont-séisme M2.0 – S5.1 aux nœuds caractéristiques 1, 2, 7 et 8 respectivement. Le comportement non linéaire de la

paire pont-séisme M3.0 – S5.1 aux nœuds caractéristiques 7 et 8 est semblable au comportement non linéaire de la paire pont-séisme M2.0 – S5.1 aux nœuds caractéristiques 1 et 2 ou 7 et 8 respectivement, avec la particularité d'une juxtaposition relative à des appareils d'appui mobiles et fixes. Cette présence de déplacements relatifs du tablier (nœuds caractéristiques 7 et 8 de la paire pont-séisme M3.0 – S5.1) indique des déformations dans les appareils d'appui et dans le joint, donc des efforts dans les appareils d'appui et dans le joint si un impact est enclenché dans ce dernier, et ce, comme présenté aux nœuds caractéristiques 1 et 2 ou 7 et 8 de la paire pont-séisme M2.0 – S5.1. Le comportement non linéaire des colonnes aux nœuds caractéristiques *A*, *B*, *C*, *D*, *A-Fibres*, *B-Fibres*, *C-Fibres* et *D-Fibres*, tant pour le bas que pour le haut des colonnes, est semblable au comportement non linéaire de la paire pont-séisme M2.0 – S5.1 aux nœuds caractéristiques *A*, *B*, *A-Fibres* et *B-Fibres*. Pour ces nœuds caractéristiques, les signatures et les intensités entre la sollicitation sismique (demande) et le comportement non linéaire (réponse) sont similaires. Dans l'ensemble, les résultats et le comportement non linéaire sont les mêmes à quelques décimales ou unités près.

Les Figure-A VIII-2 à Figure-A VIII-10 de l'ANNEXE VIII de la page 297 à la page 305 présentent la suite des résultats et du comportement non linéaire pour la paire pont-séisme M2.0 – S5.1 et, par ricochet, attribuables à la paire pont-séisme M3.0 – S5.1.

5.5 Sommaire

Ce chapitre a permis de présenter les principales réponses sismiques exprimées en termes de déplacements et de déformations ainsi que d'efforts et de contraintes dans les différents nœuds caractéristiques et dans différents éléments des modèles de ponts de la matrice d'expérimentation.

Les analyses modales, par analyses dynamiques linéaires, ont permis de s'assurer de l'exactitude du comportement et des résultats pour chacun des modèles de pont inclus dans la matrice d'expérimentation et donc, de valider la modélisation. Cela a aussi permis de dégager

certaines tendances préliminaires types quant aux réponses sismiques et à l'impact des paramètres géométriques considérés sur le comportement des modèles de ponts.

Enfin, le comportement non linéaire des éléments et des modèles de ponts reste similaire et cohérent aux sollicitations sismiques appliquées et aux lois de comportement non linéaires considérés pour les matériaux et les éléments étudiés. Bien que des résultats principalement maximaux soient présentés, il y a une certaine proportionnalité du comportement non linéaire (réponse) directement attribuable à la signature et à l'intensité de la sollicitation sismique (demande). Les ponts étudiés peuvent aussi subir certains dommages sur leur structure notamment à cause de déplacements pouvant atteindre 0,058 m dans la direction longitudinale et 0,073 m dans la direction transversale. Pour cause, des déformations plastiques dans les appareils d'appui (limite de force de friction atteinte engageant ainsi le glissement de l'élastomère de l'appareil d'appui) ont été notées pour 67 paires pont-séisme ainsi que des impacts aux joints pour 24 et 102 paires pont-séisme longitudinalement et transversalement respectivement. De même, certains moments résistants sont dépassés et il y a fissuration du béton non confiné et du béton confiné ainsi que plastification des armatures dans certaines colonnes. Ces dernières pourraient donc avoir dépassé leur capacité structurale pour supporter les charges verticales. 97 paires pont-séisme atteignent des ductilités en courbure de 1,0 alors que 87 d'entre elles dépassent des ductilités en courbure de 1,4. Il y a donc vulnérabilité structurale et risques d'effondrement des ponts étudiés, ce qui nécessite une analyse de fragilité.

L'année de construction et les longueurs d'assise des appareils d'appui ne constituent donc pas les seules caractéristiques pertinentes en lien avec la vulnérabilité structurale. En effet, en plus du faible confinement du béton, l'approche favorisant la plastification dans les colonnes (rotule plastique) n'est pas nécessairement bien respectée, surtout pour les ponts plus âgés; ce qui fait en sorte que les colonnes sont sujettes à une grande demande sismique non linéaire lors de forts séismes et la défaillance, cause primaire d'effondrement d'un pont, survient en termes de perte de capacité structurale pour supporter les charges verticales (Moehle & Eberhard, 2003). Au-delà du type de système de contreventement latéral choisi (colonne(s) ou pile-mur) ainsi que

de la configuration (nombre, dimensions et forme), la qualité, la quantité et la disposition des armatures jouent un rôle majeur dans le comportement sismique du pont. Un ferrailage inadéquat, voire un faible confinement induit sur le béton, peut limiter la capacité de la colonne à se déformer de manière inélastique et peut produire des défaillances en flexion, en cisaillement, de chevauchement de l'armature et/ou d'ancrage au bas ou au haut des colonnes ou, dans le cas des colonnes en acier, de flambement (Moehle & Eberhard, 2003).

En somme, il a été possible de noter certaines influences indépendantes et concomitantes par paramètre géométrique, qui agissent majoritairement en interaction. De plus, la matrice d'expérimentation n'est pas assez détaillée pour isoler l'influence d'un seul paramètre géométrique à la fois. Elle s'inscrit plutôt bien dans un contexte d'analyse de fragilité, tel que présenté au CHAPITRE 6. Ainsi, avec les résultats obtenus et les observations faites sur les comportements, linéaire et non linéaire, une quantification approfondie de l'influence des paramètres géométriques est effectuée, au CHAPITRE 7, pour expliquer leur impact sur la vulnérabilité structurale et sur les risques d'effondrement des ponts étudiés.

CHAPITRE 6

COURBES DE FRAGILITÉ

Ce chapitre présente l'évaluation de la fragilité des ponts permettant d'apprécier leur performance selon la demande sismique et d'établir le niveau de dommages que les ponts pourraient subir à la suite d'un séisme. Ces informations sont essentielles pour statuer sur leur performance sismique associée à leur risque de perte d'appui en lien avec les longueurs d'assise minimale et, donc, de déterminer par la suite leur niveau de fonctionnalité. La fragilité des ponts est exprimée selon les paramètres géométriques ainsi que selon la période de vibration, ce qui représente une bonification importante à la littérature actuelle.

6.1 Introduction

Pour évaluer la performance d'un pont à la suite d'un séisme, il est nécessaire de connaître son état d'endommagement pour évaluer l'état général du pont. Des critères d'endommagement permettent de différencier les niveaux de gravité des dommages à la structure après un séisme et de les mettre en relation avec la fonctionnalité du pont et sa performance sismique. Ces niveaux sont appelés états limites de dommages ou d'endommagement et ont été présentés au CHAPITRE 2.

Deux types d'états limites de dommages sont importants lors de l'analyse sismique d'un pont, soient les états limites de dommages qualitatifs et les états limites de dommages quantitatifs. Les états limites de dommages sont au nombre de quatre, parfois cinq, et peuvent être définis selon plusieurs critères. Les définitions trouvées dans la littérature pour les états limites de dommages qualitatifs sont presque toutes identiques et une définition générale peut alors être utilisée facilement. Les états limites de dommages quantitatifs peuvent quant à eux être définis selon plusieurs méthodes. Ainsi, en fonction des auteurs, des pratiques de chacun et des simulations effectuées, les valeurs des états limites recensées peuvent diverger. Cependant, en se focalisant sur la méthode bayésienne qui est la plus souvent utilisée, il est possible de

remarquer que les valeurs sont finalement très proches et peuvent donc être généralisées. C'est ainsi que les capacités quantitatives aux états limites de dommages selon les éléments du pont ont été définies en fonction de critères liés aux déplacements aux appareils d'appui mobiles et à la ductilité des colonnes. Celles présentées au Tableau 2.1 ont été utilisées dans le cadre de l'étude. Rappelons que le mouvement des culées a été négligé ici, car elles sont modélisées comme étant extrêmement rigides, et il n'y a aucune considération de l'interaction sol-structure.

Dans cette optique, une évaluation de la capacité de divers éléments est essentielle pour évaluer le potentiel global de dépassement ou non de différents états limites de dommages. L'atteinte ou non d'un état limite de dommages permet de connaître la fragilité structurale du pont face à un séisme et de statuer sur sa performance sismique associée à son risque de perte d'appui en lien avec les longueurs d'assise minimale.

Cette estimation des dommages se traduit par une estimation de la vulnérabilité structurale et sismique en ce qui concerne le risque de perte d'appui, et ce, en termes de coûts éventuels de réparations post-sismiques ou en termes de coûts potentiels de réhabilitation pour la mise aux normes parasismiques idéalement avant et en prévision d'un séisme futur. Plus la sollicitation sismique est élevée en cas de séisme majeurs, plus la probabilité de dommages est élevée, ce qui affectera la vulnérabilité structurale et sismique et les coûts de réfection.

6.2 Résultats des modèles probabilistes de demande sismique (« *Probabilistic seismic demand model – PSDM* »)

Pour développer des courbes de fragilités fiables et représentatives, l'ensemble des résultats sont soumis à des analyses statistiques de fragilité pour chaque élément ou paramètre des ponts étudiés. Chacune des réponses structurales maximales des demandes sismiques de la structure sont exprimées sous forme de modèles probabilistes de demande sismique (« *Probabilistic seismic demand model – PSDM* ») au niveau de la demande exprimée en fonction de l'accélération spectrale maximale du sol (« *Peak ground acceleration – PGA* »).

D'abord, un tri est requis avant de procéder au traçage des *PSDM* afin de sélectionner les réponses des éléments, et ce, pour chacune des macro-variables, donc pour chacun des paramètres géométriques. Pour ce faire, la procédure est réalisée pour la première jusqu'à la troisième tranche équiprobable (valeurs inférieures, médianes et supérieures), et ce, pour un premier paramètre géométrique (macro-variable) et, ensuite, pour les autres paramètres géométriques. Cette étape intermédiaire permet de tracer les *PSDM* par tranche de macro-variables pour tous les critères d'états limite de dommages (et vice versa).

En procédant à une combinaison adéquate, on peut obtenir des *PSDM* combinés pour une classe de pont. Il est ainsi possible de voir comment la longueur des travées, la hauteur des colonnes ou le biais du tablier peuvent affecter la fragilité d'une réponse d'un élément, d'un pont ou d'une classe de ponts. La Figure 6.1 montre des exemples de trois *PSDM* sur un total de 120 pour l'ensemble des ponts à une, deux et trois travées pour les critères de réponse en ductilité en courbure des colonnes ainsi qu'en déplacements longitudinal et transversal du tablier sur les appareils d'appui mobiles.

Sur les graphiques de la Figure 6.1, les courbes de tendance sont indiquées. La valeur du coefficient a représente la valeur du critère de réponse (ductilité ou déplacement) pour un *PGA* unitaire (1 g) alors que la valeur du coefficient b représente l'inclinaison de la droite de la courbe de tendance. Des valeurs du coefficient b sont généralement modérément élevées indiquant une réponse moyennement conséquente de la sollicitation sismique. Le coefficient de détermination linéaire de Pearson, R^2 , donne un aperçu de la qualité de la prédiction de la courbe de tendance pour les valeurs étudiées. Les lignes bleue, rouge, verte et mauve illustrent les valeurs associées aux états limites de dommages pour les niveaux léger, modéré, important et complet respectivement. Toutes valeurs au-delà de ces limites représentent un état limite de dommages atteint et est considéré dans la probabilité de dépassement lors de l'analyse de fragilité.

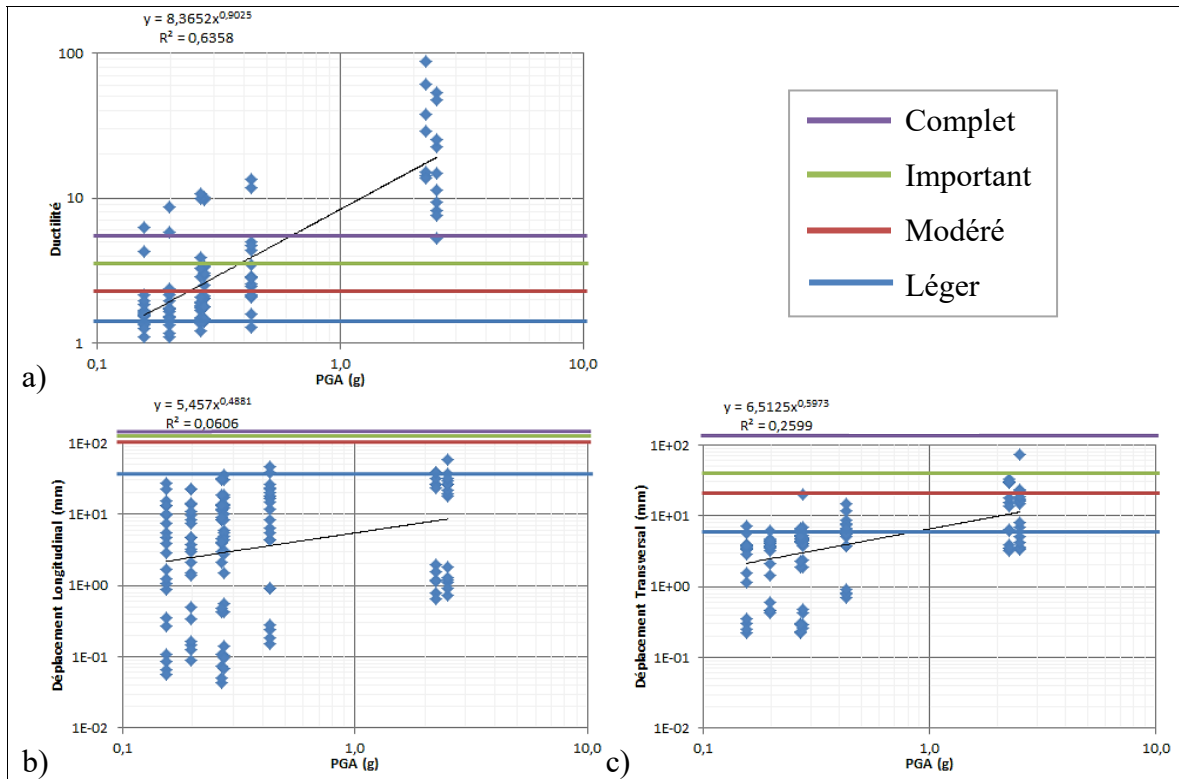


Figure 6.1 Modèles probabilistes de demande sismique pour les ponts à une, deux et trois travées pour a) la ductilité, b) le déplacement longitudinal et c) le déplacement transversal

En triant et regroupant les modèles géométriques d'intérêts, d'autres *PSDM* peuvent être tracés pour lesquels les coefficients respectifs sont déduits. Le Tableau 6.1 présente les valeurs synthèses des *PSDM* pour l'ensemble des ponts combinés à une, deux et trois travées pour les critères de réponse en déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et en ductilité des colonnes, selon le cas. Le Tableau-A IX-1 au Tableau-A IX-3 de l'ANNEXE IX (p.307) présentent les mêmes résultats distinctement pour les ponts à une, deux ou trois travées respectivement.

Il est à noter que, pour le modèle M1.3 ayant une très courte longueur de travée, les déplacements à l'appui sont très faibles et divergent considérablement des autres résultats. Ils génèrent ainsi des valeurs négatives du coefficient b et ont donc été écartés de l'analyse de fragilité, car un coefficient b négatif indiquerait une diminution de la valeur de la réponse (une

diminution de la fragilité) avec l'augmentation de la sollicitation sismique, ce qui est improbable.

Tableau 6.1 Valeurs synthèses des modèles probabilistes de demande sismique pour les ponts à une, deux et trois travées

Paramètre	Travées	Critère de réponse (Déplacements en mm)	Médiane	Écart-type	PSDM			
			S_D	$\beta_{D/PGA}$	a	b	R^2	Équation
Tous	2 - 3	Ductilité	2,16	0,63	8,37	0,90	0,64	$\ln(2,16) = \ln(8,37) + 0,9 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	5,40	1,87	5,46	0,49	0,06	$\ln(5,4) = \ln(5,46) + 0,49 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,35	0,98	6,51	0,60	0,26	$\ln(4,35) = \ln(6,51) + 0,6 * \ln(PGA)$
Longueur Minimale	2 - 3	Ductilité	6,05	0,64	21,54	1,10	0,72	$\ln(6,05) = \ln(21,54) + 1,1 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	5,11	0,48	16,96	0,93	0,77	$\ln(5,11) = \ln(16,96) + 0,93 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,98	0,15	13,23	0,71	0,95	$\ln(4,98) = \ln(13,23) + 0,71 * \ln(PGA)$
Longueur Médiane	2 - 3	Ductilité	1,99	0,39	7,01	0,88	0,81	$\ln(1,99) = \ln(7,01) + 0,88 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	5,90	2,13	3,65	0,47	0,05	$\ln(5,9) = \ln(3,65) + 0,47 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	3,85	1,13	4,87	0,65	0,24	$\ln(3,85) = \ln(4,87) + 0,65 * \ln(PGA)$
Longueur Maximale	2 - 3	Ductilité	1,76	0,27	5,03	0,82	0,90	$\ln(1,76) = \ln(5,03) + 0,82 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	5,40	1,71	6,63	0,33	0,04	$\ln(5,4) = \ln(6,63) + 0,33 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	5,14	0,66	7,80	0,47	0,34	$\ln(5,14) = \ln(7,8) + 0,47 * \ln(PGA)$
Hauteur Minimale	2 - 3	Ductilité	2,91	0,30	9,23	0,94	0,91	$\ln(2,91) = \ln(9,23) + 0,94 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	9,05	0,81	13,77	0,80	0,51	$\ln(9,05) = \ln(13,77) + 0,8 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,48	0,18	11,47	0,69	0,94	$\ln(4,48) = \ln(11,47) + 0,69 * \ln(PGA)$
Hauteur Médiane	2 - 3	Ductilité	2,31	0,79	11,01	0,98	0,53	$\ln(2,31) = \ln(11,01) + 0,98 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	13,27	0,67	20,86	0,67	0,42	$\ln(13,27) = \ln(20,86) + 0,67 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,77	0,15	12,11	0,68	0,94	$\ln(4,77) = \ln(12,11) + 0,68 * \ln(PGA)$
Hauteur Maximale	2 - 3	Ductilité	1,76	0,27	5,03	0,82	0,90	$\ln(1,76) = \ln(5,03) + 0,82 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	22,49	0,83	21,95	0,39	0,18	$\ln(22,49) = \ln(21,95) + 0,39 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	6,06	0,51	11,79	0,51	0,50	$\ln(6,06) = \ln(11,79) + 0,51 * \ln(PGA)$
Biais Minimal	2 - 3	Ductilité	1,70	0,24	4,62	0,71	0,85	$\ln(1,7) = \ln(4,62) + 0,71 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	13,42	1,97	7,72	0,17	0,01	$\ln(13,42) = \ln(7,72) + 0,17 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,40	1,11	6,68	0,57	0,17	$\ln(4,4) = \ln(6,68) + 0,57 * \ln(PGA)$
Biais « Médian »	2 - 3	Ductilité	2,79	0,42	8,04	0,89	0,84	$\ln(2,79) = \ln(8,04) + 0,89 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	2,82	1,15	5,20	0,79	0,36	$\ln(2,82) = \ln(5,2) + 0,79 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,36	0,44	7,32	0,55	0,65	$\ln(4,36) = \ln(7,32) + 0,55 * \ln(PGA)$
Biais Maximal	2 - 3	Ductilité	6,05	0,64	21,54	1,10	0,72	$\ln(6,05) = \ln(21,54) + 1,1 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	3,02	2,01	3,10	0,68	0,10	$\ln(3,02) = \ln(3,1) + 0,68 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,12	1,20	5,44	0,67	0,24	$\ln(4,12) = \ln(5,44) + 0,67 * \ln(PGA)$

De plus, un regroupement des ponts à deux et trois travées a été effectué afin de tenir compte de leur comportement global similaire caractérisé, notamment, par la présence d'une ou de deux piles intermédiaire(s) respectivement. Ces dernières reprennent les principaux efforts et permettent des déplacements plus importants aux appareils d'appui mobiles localisés aux culées du pont. Les ponts à une travée restent distincts étant donné leur comportement principalement caractérisé par l'ondulation du tablier. Cette situation induit des déplacements relativement faibles. Ces conclusions générales ont été notées dans le chapitre précédent. Par conséquent, le Tableau-A IX-1 et le Tableau-A IX-4 de l'ANNEXE IX (p.307) présentent respectivement les résultats distinctement pour les ponts à une travée ainsi que pour les ponts combinés à deux et trois travées. Ce sont ces résultats qui sont principalement analysés ici.

Les analyses statistiques des distributions montrent des médianes cohérentes avec l'ensemble des résultats obtenus pour les critères de réponse considérés. Par contre, l'écart-type logarithmique de la distribution de la demande sismique par rapport à sa médiane dans l'espace log-normal témoigne d'une dispersion élevée de la demande, toujours en termes des critères de réponse considérés. Compte-tenu des écarts-types élevés, les coefficients de détermination linéaire de Pearson, R^2 , sont parfois relativement faibles ce qui témoigne d'une prédiction de faible qualité. En somme, la demande semble être peu homogène et très disparate lorsqu'elle est exprimée ainsi.

6.3 Résultats des courbes de fragilité

C'est à partir des modèles probabilistes de la demande sismique (*PSDM*) qu'il est possible d'obtenir les coefficients des courbes de fragilité spécifiques à l'ensemble des données et pour chacune des classes de ponts. Ceci permet d'identifier l'atteinte ou le dépassement desdits états limites de dommages. Le Tableau 6.2 présente les valeurs synthèses des données de fragilité (médianes et les écarts-types) pour l'ensemble des ponts combinés à une, deux et trois travées alors que le Tableau-A IX-5 au Tableau-A IX-7 de l'ANNEXE IX (p.307) présentent les mêmes résultats pour les ponts à une, deux ou trois travées respectivement.

Pour les mêmes explications présentées à la section 6.2, le Tableau-A IX-5 et le Tableau-A IX-8 de l'ANNEXE IX (p.307) présentent respectivement les valeurs synthèses distinctement pour les ponts à une travée ainsi que pour les ponts combinés à deux et trois travées. Ce sont ces courbes de fragilité qui sont principalement analysées ici.

Les courbes de fragilité sont exprimées pour la ductilité en courbure des colonnes ainsi que pour les déplacements longitudinal et transversal du tablier sur les appareils d'appui mobiles, et ce, pour les différents états limites de dommages et en regroupant les modèles géométriques d'intérêts.

Tableau 6.2 Valeurs synthèses des données de fragilité
pour les ponts à une, deux et trois travées

Paramètre	Critères de réponse	Léger / Slight		Modéré / Moderate		Important / Extensive		Complet / Complete	
		<i>MédComposante</i>	$\beta_{Composante}$	<i>MédComposante</i>	$\beta_{Composante}$	<i>MédComposante</i>	$\beta_{Composante}$	<i>MédComposante</i>	$\beta_{Composante}$
Tous	Ductilité	0,13	0,96	0,22	0,90	0,38	1,00	0,60	1,00
	Déplacement Longitudinal	51,59	4,03	421,00	4,00	727,65	4,02	1 389,03	4,06
	Déplacement Transversal	0,87	1,70	6,54	1,70	20,88	1,82	275,16	1,97
Longueur Minimale	Ductilité	0,08	0,79	0,12	0,75	0,19	0,82	0,28	0,83
	Déplacement Longitudinal	2,33	0,82	6,97	0,78	9,28	0,82	13,00	0,87
	Déplacement Transversal	0,33	0,41	1,79	0,41	4,72	0,69	41,04	0,94
Longueur Médiane	Ductilité	0,15	0,81	0,25	0,73	0,46	0,86	0,72	0,87
	Déplacement Longitudinal	141,31	4,70	1 249,00	4,67	2 204,17	4,70	4 312,45	4,73
	Déplacement Transversal	1,38	1,78	8,82	1,78	25,70	1,88	276,32	2,00
Longueur Maximale	Ductilité	0,19	0,79	0,34	0,71	0,65	0,85	1,05	0,86
	Déplacement Longitudinal	200,76	5,54	4 634,72	5,49	10 504,76	5,53	27 623,62	5,59
	Déplacement Transversal	0,57	1,51	7,43	1,51	32,49	1,73	862,49	1,98
Hauteur Minimale	Ductilité	0,12	0,71	0,21	0,63	0,36	0,76	0,55	0,77
	Déplacement Longitudinal	3,51	1,27	12,74	1,23	17,83	1,26	26,52	1,30
	Déplacement Transversal	0,39	0,44	2,23	0,44	6,04	0,72	55,40	0,97
Hauteur Médiane	Ductilité	0,11	1,01	0,18	0,96	0,31	1,04	0,47	1,04
	Déplacement Longitudinal	2,40	1,35	11,14	1,30	16,63	1,34	26,69	1,40
	Déplacement Transversal	0,35	0,43	2,10	0,43	5,84	0,73	56,75	0,98
Hauteur Maximale	Ductilité	0,19	0,79	0,34	0,71	0,65	0,85	1,05	0,86
	Déplacement Longitudinal	3,92	2,62	54,23	2,55	107,53	2,61	241,47	2,70
	Déplacement Transversal	0,27	1,11	2,79	1,11	10,75	1,35	214,91	1,61
Biais Minimal	Ductilité	0,17	0,89	0,33	0,79	0,68	0,96	1,19	0,97
	Déplacement Longitudinal	9 460,96	11,93	3 606 776,64	11,85	16 979 208,00	11,92	105 898 890,21	12,02
	Déplacement Transversal	0,83	1,99	6,75	1,99	22,57	2,11	330,01	2,25
Biais « Médian »	Ductilité	0,13	0,81	0,22	0,74	0,40	0,86	0,62	0,87
	Déplacement Longitudinal	12,00	1,63	43,60	1,60	61,03	1,62	90,81	1,66
	Déplacement Transversal	0,70	0,92	6,16	0,92	21,58	1,17	349,80	1,42
Biais Maximal	Ductilité	0,08	0,79	0,12	0,75	0,19	0,82	0,28	0,83
	Déplacement Longitudinal	38,23	3,07	171,31	3,05	253,26	3,06	401,95	3,09
	Déplacement Transversal	1,16	1,84	7,06	1,84	20,00	1,94	201,80	2,05

Il faut rappeler que la médiane de la réponse (*MédComposante*) donne l'accélération spectrale maximale du sol (*PGA*) où il y a une probabilité de 50 % que les ponts étudiés atteignent ou dépassent ledit état limite de dommages du critère de réponse étudié. De même, l'écart-type de la réponse ($\beta_{Composante}$) témoigne de la dispersion et donne l'inclinaison de la courbe de fragilité. Des valeurs faibles d'écarts-types donnent des courbes de fragilité plutôt verticales étant donné des résultats relativement serrés. Inversement, des valeurs élevées d'écarts-types donnent des courbes de fragilité plutôt aplaties étant donné des résultats relativement peu homogènes et étalés.

6.4 Comparaison et analyse des résultats

Une analyse de l'influence des paramètres étudiés en fonction des courbes de fragilité générées permet d'estimer les probabilités de dommages pour différents ponts ou différentes classes de

ponts. La Figure 6.2 illustre les courbes de fragilité pour l'ensemble des ponts, indifféremment de leur nombre de travées et de leurs paramètres géométriques. Elle montre les quatre états limites de dommages définis selon une valeur limite quantitative pour la ductilité en courbure des colonnes et pour les déplacements longitudinal et transversal du tablier aux appareils d'appui. La ligne en trait pointillé indique la médiane correspondant à une probabilité de 50 % d'atteindre un niveau de dommages.

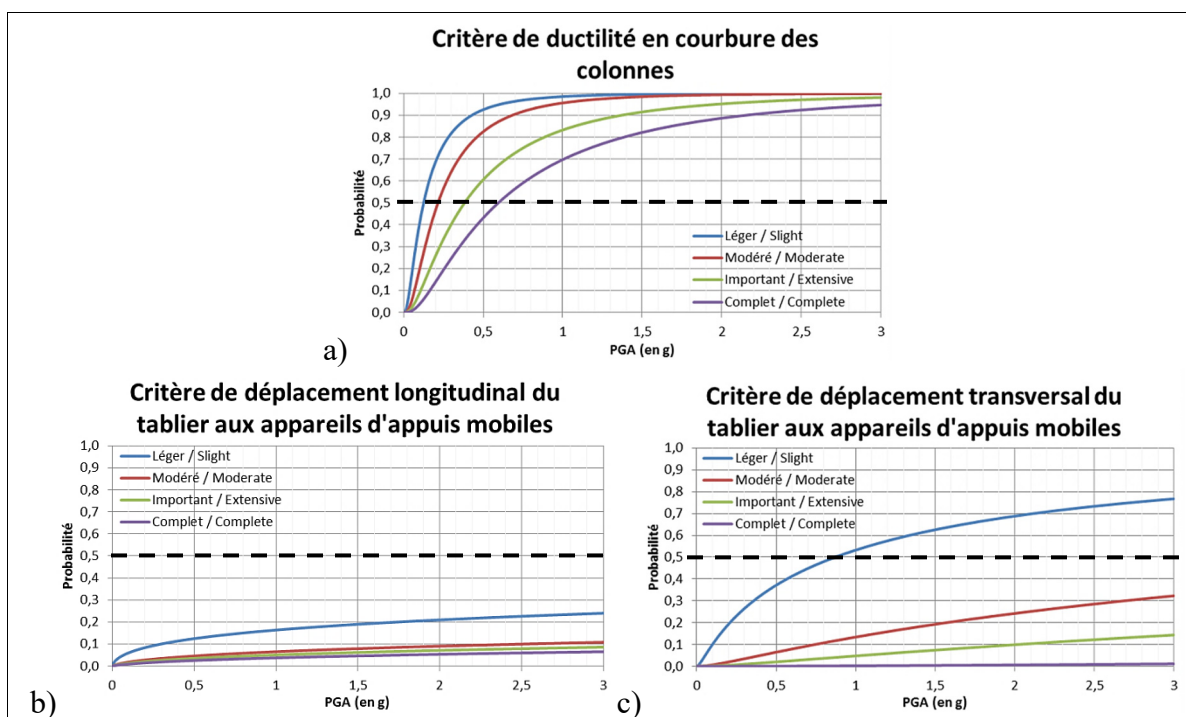


Figure 6.2 Courbes de fragilité pour les quatre états limites de dommages pour a) la ductilité en courbure des colonnes, b) le déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles et c) le déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles

On observe que la fragilité des ponts est plus importante lorsque définie selon le critère de ductilité en courbures. Pour une même accélération spectrale maximale du sol (PGA) de 1 g, par exemple, considérant le critère de ductilité en courbure des colonnes, approximativement 98 % des ponts atteignent le niveau de dommages légers et 70 % le niveau de dommages complets. Selon les critères de déplacement transversal ou longitudinal du tablier, ce sont respectivement environ 53 % et 17 % des ponts qui atteignent le niveau de dommages légers, alors que 3 % et 0 % atteignent le niveau de dommages complets. La vulnérabilité des ponts

serait davantage conséquente de la ductilité en courbure des colonnes. Les structures de ponts seraient moins susceptibles de subir des dommages liés aux déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles.

Les courbes de fragilité générées pour l'ensemble des ponts permettent difficilement de dégager une influence relative en termes du nombre de travées, d'un paramètre géométrique en particulier ou pour certaines classes de ponts. Dans les sections suivantes, les courbes générées selon le nombre de travées ou selon un paramètre géométrique sont analysées. Par soucis de concision, les courbes de fragilité seront comparées pour les états limites de dommages légers et complets seulement.

6.4.1 Évaluation par nombre de travées

La Figure 6.3 illustre les courbes de fragilité pour les classes de ponts à une travée, deux travées et trois travées. Les résultats de fragilité sont présentés pour les états limites de dommages légers et complets selon les critères de la ductilité en courbure des colonnes ainsi que des déplacements longitudinal et transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles.

Au seul regard de la ductilité en courbure des colonnes, les ponts à deux et à trois travées ont des probabilités de dommages assez similaires ($\approx 99\%$) pour l'état limite de dommages légers et des probabilités de 53% et 78% pour l'état limite de dommages complets, et ce, pour une même demande sismique de l'ordre de 1 g . Pour cause, les médianes et écarts-types sont presque identiques. De par l'absence de colonne dans les ponts à une travée, aucune ductilité n'est notée pour comparaison. Par contre, en termes de déplacements longitudinal et transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles, les ponts à trois travées, suivis de près par les ponts à deux travées, ont des probabilités de dommages plus élevées que les ponts à une travée. Toujours pour une demande sismique de l'ordre de 1 g , la probabilité d'atteindre l'état limite de dommages légers en termes de critère de déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles est de l'ordre de 29% , 17% et 0% (4% , 0% et 0% pour l'état limite de dommages complets) respectivement pour les ponts à trois, deux et une travée(s) et

de l'ordre de 96 %, 94 % et 10 % (0 %, 0 % et 0 % pour l'état limite de dommages complets) respectivement toujours pour les ponts à trois, deux et une travée(s) en termes, cette fois, de critère de déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles. Les ponts à trois travées présentent donc une fragilité plus grande que les ponts à deux travées qui présentent aussi une plus grande fragilité que les ponts à une travée. Par conséquent, la similitude observée dans le comportement et la fragilité suggère un regroupement des ponts à deux et trois travées pour les analyses subséquentes.

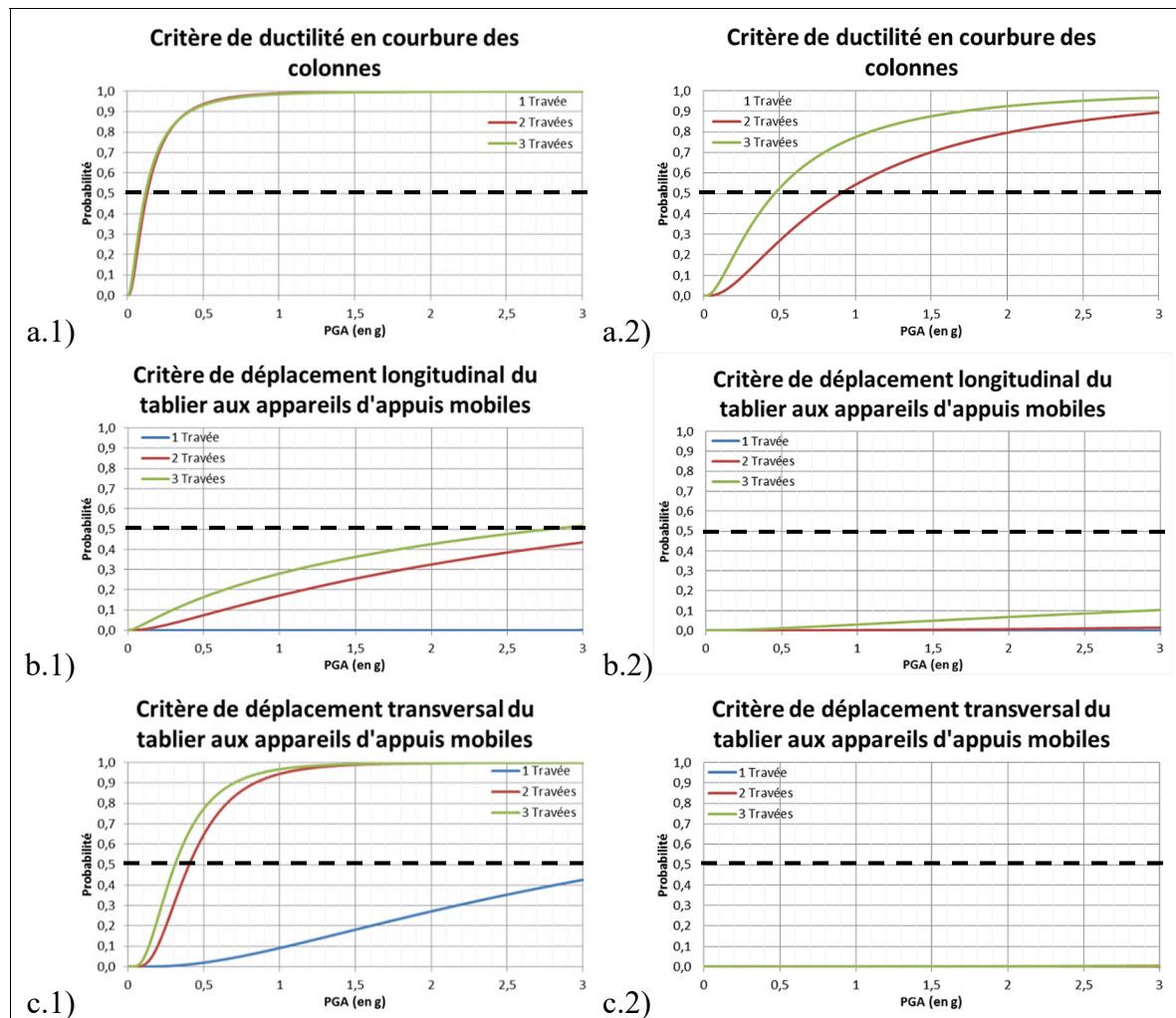


Figure 6.3 Courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers (1) et complets (2) pour a) la ductilité en courbure des colonnes, b) le déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles et c) le déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles

Sous un autre angle, la Figure 6.4 permet d'illustrer ces mêmes courbes de fragilité pour la classe de ponts à une travée ainsi que pour la classe combinée de ponts à deux travées et trois travées.

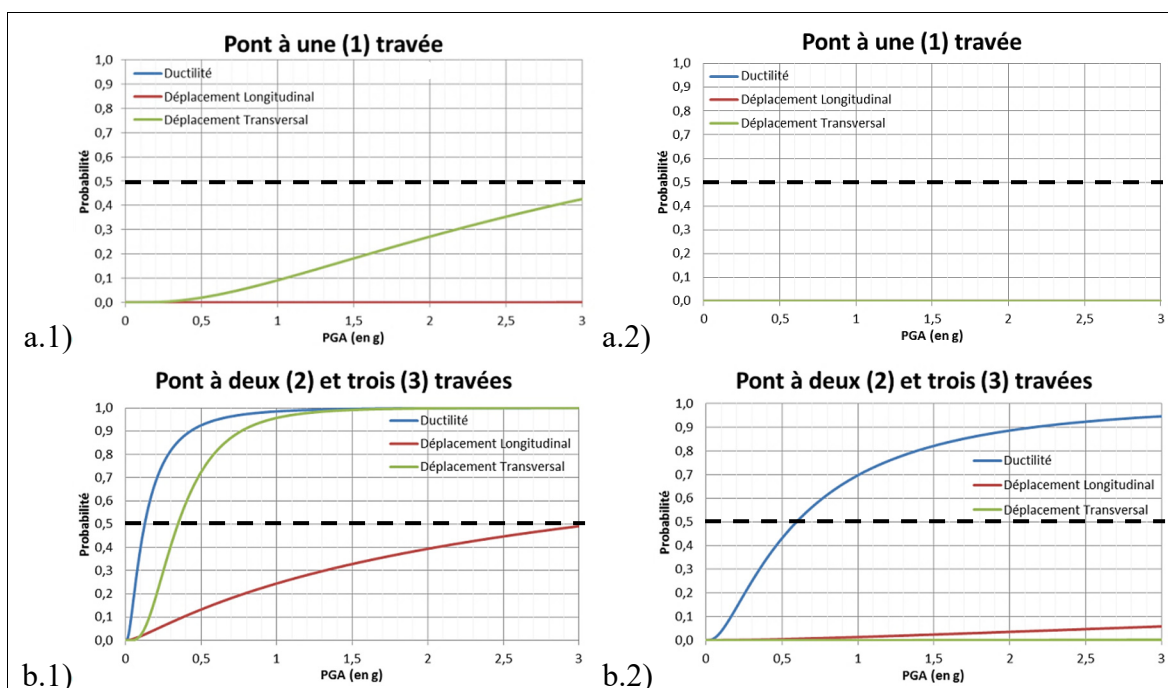


Figure 6.4 Courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers (1) et complets (2) pour les ponts à a) une travée ainsi que b) deux travées et trois travées

De manière générale, l'utilisation du critère de déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles résulte en une fragilité faible des ponts à une travée ainsi qu'à deux et trois travées avec des médianes et des écarts-types plus élevés. La fragilité obtenue en utilisant le critère de ductilité en courbure des colonnes est plus importante avec des médianes et des écarts-types plus faibles. L'utilisation du critère de déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles génère une fragilité intermédiaire. Ainsi, pour les ponts à une travée, toujours pour une demande sismique de l'ordre de 1 g, la probabilité de dommages légers est d'environ 10 % et 0 % (0 % et 0 % pour des dommages complets) respectivement pour les déplacements transversal et longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles. Selon ces mêmes conditions et pour la classe combinée de ponts à deux et trois travées, la probabilité de dommages légers est d'environ 99 %, 95 % et 25 % (70 %, 0 % et 2 % pour des

dommages complets) respectivement pour la ductilité en courbure des colonnes ainsi que pour les déplacements transversal et longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles. Ainsi, la fragilité et les dommages, par exemple légers, seront plus rapidement atteints ou en plus grande probabilité en termes de la ductilité en courbure des colonnes que pour les déplacements transversaux, puis les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles. Sous cet angle, il est possible d'affirmer que la vulnérabilité des ponts serait davantage limitée à la ductilité en courbure des colonnes qu'aux déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles.

6.4.2 Évaluation par paramètre géométrique

La comparaison des données de fragilité catégorisées par paramètre géométrique permet de déterminer l'influence relative d'un seul paramètre géométrique (macro-variable) sur la fragilité structurale des ponts étudiés sous sollicitations sismiques. Cette étude paramétrique se fait en sous-catégorisant ce paramètre par tranche équiprobable avec ses valeurs inférieures, médianes et supérieures.

La Figure 6.5 illustre des courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers et complets exprimées pour les différentes variations de longueurs de travée, de hauteurs de colonne et de biais du tablier, et ce, uniquement en termes du déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles puisque ce critère de réponse est directement lié à la perte d'appui des ponts. En conservant la même logique que celle adoptée dans l'équation pour le calcul des longueurs d'assise minimale qui s'applique aux travées pour toutes les classes de ponts, les résultats obtenus pour l'ensemble des ponts sont considérés.

La Figure 6.5a) présente l'impact de la longueur des travées sur la fragilité des ponts étudiés quant à la perte d'appui. Il est possible de noter que les ponts ayant des travées plus courtes présentent généralement une plus grande fragilité (sauf à faible PGA), car leur probabilité d'atteindre l'état limite de dommages légers pour une même valeur de PGA est plus grande. Cette probabilité à l'état limite de dommages complets est cependant plus faible. Les ponts

ayant de longues travées présentent une fragilité assez similaire à ceux ayant des travées de longueurs médianes. L'étude de la Figure 6.5a) ne permet pas d'établir une tendance claire et cohérente pour une vulnérabilité structurale en termes d'influence de la longueur des travées ni même l'étude par nombre de travées (pour les ponts à une travée, deux travées, trois travées ainsi que deux et trois travées combinées) (voir le Tableau-A IX-5 au Tableau-A IX-8 de l'ANNEXE IX (p.307)).

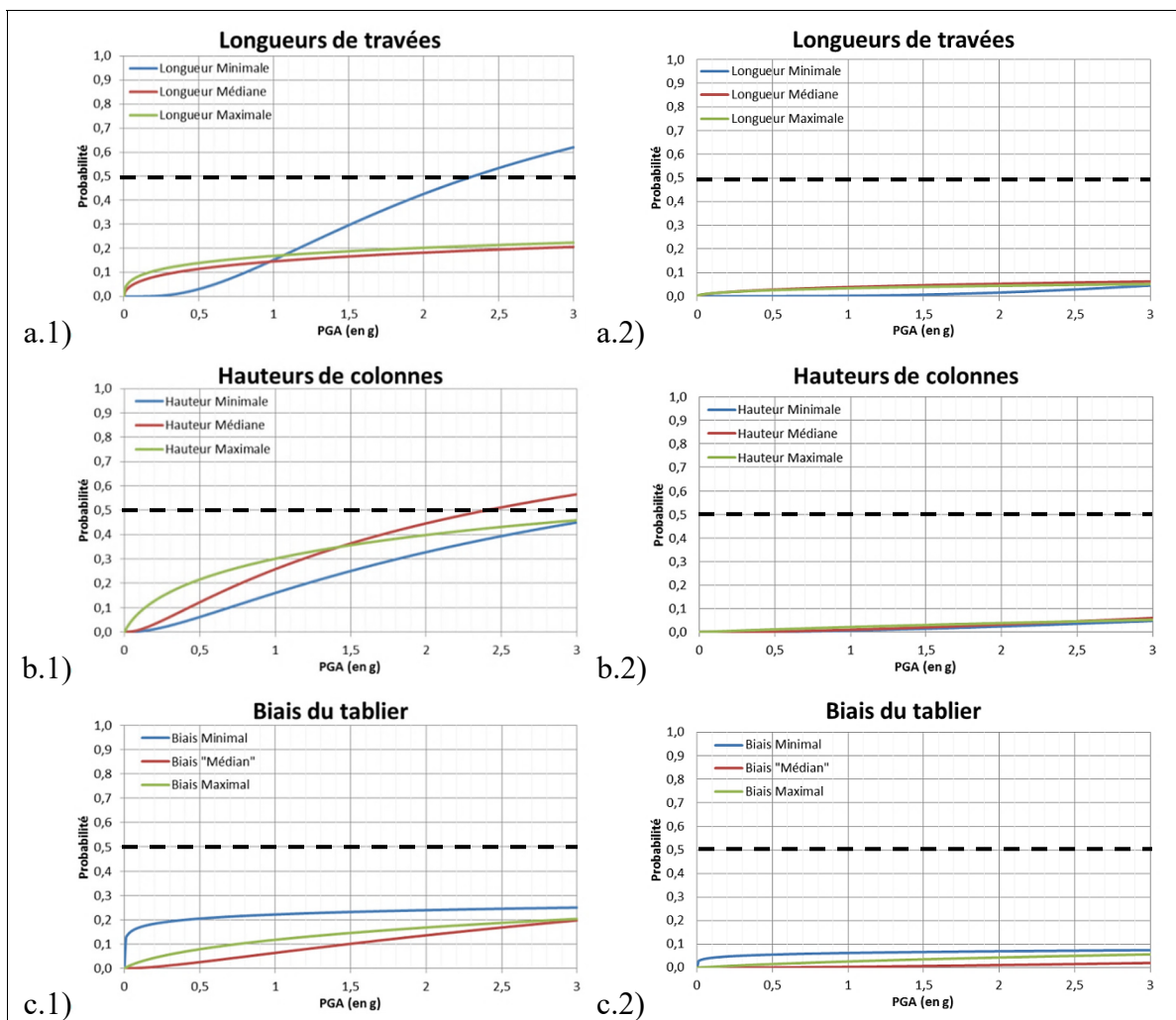


Figure 6.5 Courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers (1) et complets (2) pour les différentes variations a) de longueurs de travées, b) de hauteurs de colonnes et c) de biais du tablier en termes du déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles

La Figure 6.5b) représente l'influence de la hauteur des colonnes sur cette même fragilité quant à la perte d'appui. À faible *PGA*, les ponts ayant des colonnes courtes présentent moins de probabilité de dommages légers que les colonnes de hauteur médiane qui présentent, elles aussi, moins de probabilité de dommages légers que les colonnes plus longues. La fragilité augmente donc en fonction de l'augmentation de la hauteur des colonnes. Par contre, à des *PGA* plus élevés, les ponts ayant des colonnes courtes présentent moins de probabilité de dommages légers que les colonnes longues qui présentent, elles aussi, moins de probabilité de dommages légers que les colonnes de hauteur médiane. Par ailleurs, pour l'état limite de dommages complets, la différence entre la fragilité selon les variations de hauteurs de colonnes est peu perceptible. Ces deux dernières situations ne permettent pas d'établir une tendance claire sur l'évolution de la hauteur des colonnes en termes de fragilité et de vulnérabilité structurale. L'étude de la Figure 6.5b) ne permet donc pas d'établir une tendance claire et cohérente pour une vulnérabilité structurale en termes d'influence de la hauteur des colonnes ni même l'étude par nombre de travées (pour les ponts à deux travées, trois travées ainsi que deux et trois travées combinées) (*voir* le Tableau-A IX-6 au Tableau-A IX-8 de l'ANNEXE IX (p.307)).

Enfin, la Figure 6.5c) illustre l'impact du biais du tablier sur la fragilité des ponts étudiés quant à la perte d'appui. Il est possible d'observer que les ponts ayant des biais nuls (biais minimal) présentent une plus grande fragilité à la perte d'appui. Ceux-ci sont suivis, dans l'ordre, par les ponts ayant des biais maximaux et des biais « médians ». Par contre, bien que contre-intuitif, ces résultats permettent de conclure que l'évolution du biais du tablier n'affecte, somme toute, pas significativement la fragilité, car la différence entre ces courbes est très faible. L'étude de la Figure 6.5c) ne permet pas d'établir une tendance claire et cohérente pour une vulnérabilité structurale en termes d'influence du biais du tablier ni même l'étude par nombre de travées (pour les ponts à une travée, deux travées, trois travées ainsi que deux et trois travées combinées) (*voir* le Tableau-A IX-5 au Tableau-A IX-8 de l'ANNEXE IX (p.307)).

En somme, la Figure 6.5 a illustré l'évolution des différentes variations d'un même paramètre et pourrait permettre de conclure en une certaine influence des paramètres géométriques sur la

fragilité des ponts en termes de perte d'appui. Par contre, il est plus difficile d'en établir l'influence distinctement étant donné l'inter-influence des variations de valeurs des paramètres géométriques pour un même modèle. En effet, les variations (minimales, médianes et maximales) de valeurs de paramètres géométriques (longueurs de travées, hauteurs de colonnes et biais du tablier) ont été attribuées aléatoirement et regroupées selon cette attribution pour chacun des modèles géométriques de ponts. Le tout est combiné à un nombre de modèles géométriques de ponts tout de même limité, ce qui rend l'exercice probabiliste encore plus ardu. L'étude de fragilité globale des ponts peut tout de même se faire au regard des différents paramètres géométriques et des différents critères de réponse (en termes de la ductilité en courbure des colonnes ainsi que des déplacements longitudinaux et transversaux du tablier aux appareils d'appui mobiles).

La Figure 6.6 suivante permet d'illustrer et de faire une comparaison d'un paramètre géométrique par rapport à un autre paramètre géométrique. Elle montre les courbes de fragilité de l'ensemble des ponts étudiés pour des états limites de dommages légers et complets exprimées en termes du déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles, lequel est principalement relié à l'équation pour le calcul des longueurs d'assise et aux dommages probables en termes de perte d'appui et d'effondrement des tabliers.

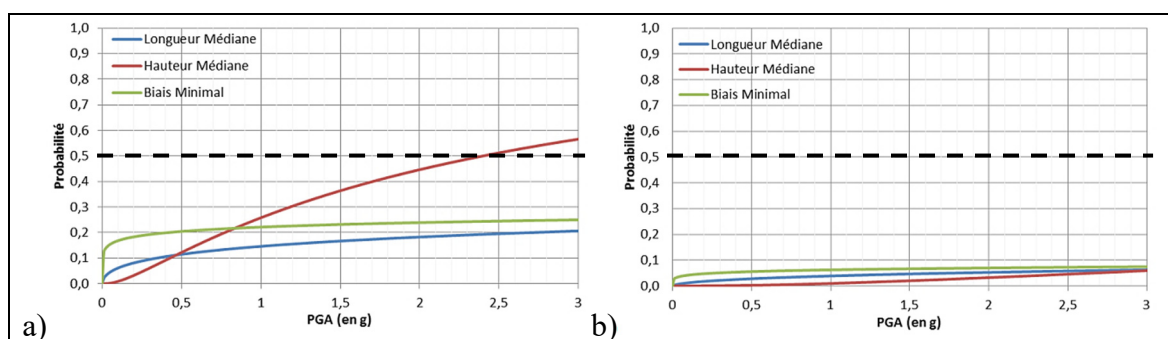


Figure 6.6 Courbes de fragilité pour un état limite de dommages a) légers et b) complets pour les différents paramètres géométriques en termes du déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles

Les ponts sans biais du tablier présentent une fragilité plus élevée que les ponts avec des longueurs de travées médianes. À PGA élevé, les ponts avec des colonnes de hauteur médiane

présentent une fragilité plus élevée par rapport aux deux autres paramètres géométriques alors que la fragilité est plus basse que pour ces derniers à plus faible *PGA*. La hauteur des colonnes influencerait le plus la fragilité des ponts alors que la longueur des travées influencerait le moins la fragilité des ponts. Par contre, pour un état limite de dommages complets, les ponts sans biais du tablier présentent une fragilité plus élevée que les ponts avec des longueurs de travées médianes qui, eux, présentent une fragilité plus élevée que les ponts avec les colonnes de hauteur médiane. Cela ne permet toutefois pas d'établir une tendance claire pour une fragilité et une vulnérabilité structurale en ces termes, car les courbes de fragilité sont très rapprochées.

Au regard de ces résultats, toute comparaison est difficile avec la littérature étant donné l'absence de courbes de fragilité qui permettent d'exprimer l'analyse en termes de la longueur des travées, de la hauteur des colonnes et du biais du tablier. Les analyses réalisées au CHAPITRE 5 et dans ce chapitre n'ont pas permis, jusqu'ici, d'établir des relations claires entre la vulnérabilité à la perte d'appui et les paramètres géométriques étudiés (longueurs des travées, hauteurs des colonnes et biais du tablier). Leur inter-influence dans un même modèle géométrique, où ils sont tous regroupés et indépendants, crée une interaction qui affecte l'exercice probabiliste de la fragilité en termes de perte d'appui et d'effondrement des tabliers. Les courbes et les données de fragilité présentées dans le cadre de cette étude constituent cependant une contribution originale de la recherche. Il s'agit d'un point de départ qui ouvre la porte à l'expression de la fragilité en fonction d'un autre paramètre plus significatif, soit la période de vibration.

6.5 Courbes de fragilité exprimées selon la période de vibration

Dans la poursuite de la suggestion amorcée au CHAPITRE 1 sur l'utilisation d'autres paramètres clés, il est proposé ici d'évaluer la fragilité globale des ponts étudiés selon différentes variations de rapport m/k et de périodes de vibration ainsi que de porter une nouvelle interprétation à la fragilité. Il faut noter que les regroupements faits par rapports m/k ou par périodes de vibration seraient les mêmes, les deux notions étant intimement reliées, ce

qui permet de générer uniquement des courbes de fragilité exprimées selon différentes variations de périodes de vibration (voir le Tableau 6.3 et le Tableau 6.4). La Figure 6.7 illustre les courbes de fragilité selon différentes variations de périodes de vibration pour les différents critères de réponse étudiés et pour des états limites de dommages légers et complets.

Tableau 6.3 Valeurs synthèses des modèles probabilistes de demande sismique pour les ponts à une, deux et trois travées selon différentes variations de périodes de vibration

Paramètre	Travées	Critères de réponse (Déplacements en mm)	Médiane	Écart-type	PSDM			
			S_D	$\beta_{D/PGA}$	a	b	R^2	Équation
Période Minimale	2 - 3	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	0,31	3,50	0,55	0,83	0,61	$\ln(0,31) = \ln(0,55) + 0,83 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	1,28	2,09	2,12	0,81	0,59	$\ln(1,28) = \ln(2,12) + 0,81 * \ln(PGA)$
Période Médiane	2 - 3	Ductilité	3,68	0,83	11,75	0,92	0,66	$\ln(3,68) = \ln(11,75) + 0,92 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	4,86	1,18	13,46	0,89	0,74	$\ln(4,86) = \ln(13,46) + 0,89 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,78	0,88	10,87	0,61	0,89	$\ln(4,78) = \ln(10,87) + 0,61 * \ln(PGA)$
Période Maximale	2 - 3	Ductilité	1,70	0,26	4,62	0,71	0,85	$\ln(1,7) = \ln(4,62) + 0,71 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Longitudinal	17,37	1,45	27,51	0,38	0,36	$\ln(17,37) = \ln(27,51) + 0,38 * \ln(PGA)$
	1 - 2 - 3	Déplacement Transversal	4,77	0,51	13,76	0,71	0,71	$\ln(4,77) = \ln(13,76) + 0,71 * \ln(PGA)$

Tableau 6.4 Valeurs synthèses des courbes de fragilité pour les ponts à une, deux et trois travées selon différentes variations de périodes de vibration

Paramètre	Critères de réponse	Léger / Slight		Modéré / Moderate		Important / Extensive		Complet / Complete	
		MédComposante	$\beta_{Composante}$	MédComposante	$\beta_{Composante}$	MédComposante	$\beta_{Composante}$	MédComposante	$\beta_{Composante}$
Période Minimale	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	158,56	4,27	543,56	4,27	749,40	4,27	1 095,21	4,29
	Déplacement Transversal	3,59	2,59	15,79	2,59	37,04	2,64	246,32	2,69
Période Médiane	Ductilité	0,09	1,11	0,15	1,06	0,27	1,14	0,41	1,15
	Déplacement Longitudinal	3,15	1,48	9,96	1,46	13,44	1,48	19,15	1,51
	Déplacement Transversal	0,38	1,49	2,71	1,49	8,40	1,63	103,88	1,78
Période Maximale	Ductilité	0,17	0,90	0,33	0,80	0,68	0,97	1,19	0,98
	Déplacement Longitudinal	2,22	4,09	31,98	4,04	64,08	4,08	145,66	4,14
	Déplacement Transversal	0,31	0,80	1,69	0,80	4,49	0,98	39,19	1,17

Au regard des médianes et des écarts-types des critères de réponses (voir le Tableau 6.3 et le Tableau 6.4) ou directement avec la Figure 6.7, il est possible d'évaluer l'influence des différentes variations de périodes de vibration sur les critères étudiés. Cela permet ainsi de quantifier la probabilité d'atteindre ou de dépasser les états limites de dommages légers et complets.

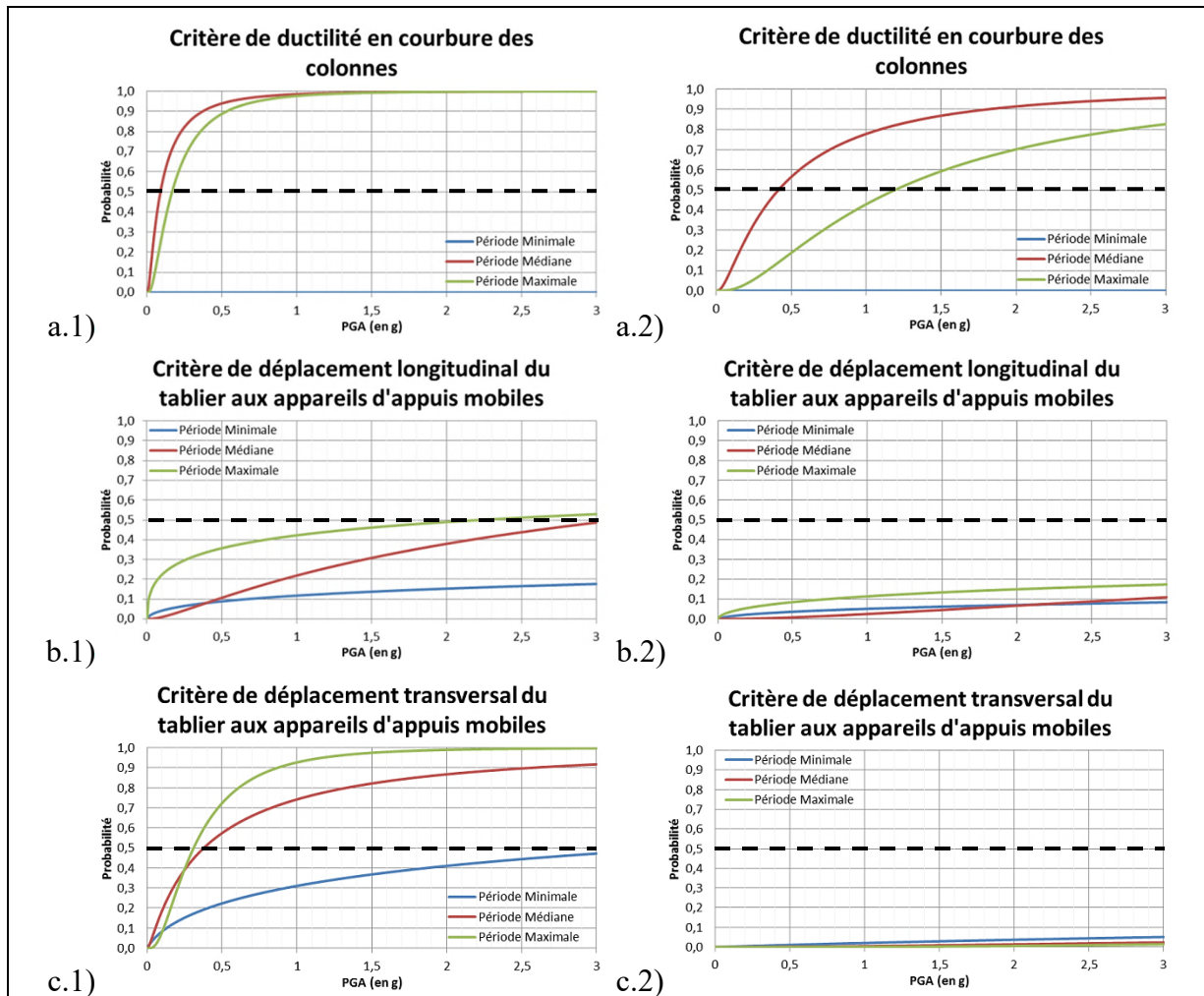


Figure 6.7 Courbes de fragilité pour un état limite de dommages légers (1) et complets (2) selon différentes variations de périodes de vibration pour a) la ductilité en courbure des colonnes, b) le déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles et c) le déplacement transversal du tablier aux appareils d'appui mobiles

Par exemple, pour une même accélération spectrale maximale du sol (PGA) de 1 g, le critère de ductilité en courbure des colonnes (voir la Figure 6.7a)) est atteint à l'état limite de dommages légers pour environ 99 % et 98 % (78 % et 43 % à l'état limite de dommages complets) respectivement pour les ponts ayant des périodes de vibration médiane et maximale. Un pont avec une plus courte période de vibration est considéré plus rigide et reprend plus d'efforts qu'un pont ayant une période de vibration plus élevée. Il est donc normal qu'une colonne plus rigide atteigne plus rapidement un état limite de dommages donnés. Dans le regroupement des ponts selon la période de vibration minimale, seuls des ponts à une travée

ont été considérés. Ainsi, l'absence de colonnes dans ce regroupement ne permet pas d'obtenir des données pour le critère de ductilité en courbure des colonnes.

De plus, toujours pour une même accélération spectrale maximale du sol (PGA) de 1 g, le critère de déplacement longitudinal du tablier (*voir* la Figure 6.7b)) est atteint à l'état limite de dommages légers pour environ 12 %, 22 % et 43 % (5 %, 2 % et 11 % à l'état limite de dommages complets) respectivement pour les ponts ayant des périodes de vibration minimale, médiane et maximale. De même, le critère de déplacement transversal du tablier (*voir* la Figure 6.7c)) est atteint à l'état limite de dommages légers pour environ 30 %, 74 % et 93 % (2 %, 2 % et 0 % à l'état limite de dommages complets) respectivement pour les ponts ayant des périodes de vibration minimale, médiane et maximale. Plus la période de vibration augmente plus l'amplitude des déplacements possibles augmente aussi, ce qui est reflété dans la Figure 6.7b) et la Figure 6.7c). La probabilité d'atteindre un niveau de dommages donné est donc conséquente de l'amplitude des déplacements possibles.

En somme, cela confirme que la fragilité globale des ponts est davantage conséquente de la variation des périodes de vibration. Cela permet aussi de démontrer que l'approche proposée est plus juste et cohérente sur la prédiction des déplacements ainsi que sur la vulnérabilité structurale des ponts en termes de perte d'appui et d'effondrement des tabliers.

6.6 Sommaire

Les données présentées et les courbes de fragilité générées ($PSDM$, coefficients et graphiques) n'ont pas permis de dégager une influence relative claire en termes du nombre de travées ou d'un paramètre géométrique en particulier, le tout combiné à un nombre de modèles géométriques de ponts tout même limité. Il faut rappeler l'inter-influence combinée dans un même modèle des variations de valeurs de la longueur de la travée, de la hauteur du système de pile et probablement, mais dans une moindre mesure, du biais du tablier. L'exercice probabiliste devient donc plus ardu étant donné l'interaction et la concomitance de ces paramètres géométriques sur le comportement des ponts et, donc, de l'interprétation de la

fragilité globale qui peut être faite, notamment de la fragilité en termes de perte d'appui et d'effondrement des tabliers.

De cette analyse des déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, une seule tendance claire et cohérente est respectée pour les ponts à trois travées où les piles ayant de courtes colonnes (hauteur minimale) sont moins fragiles que les ponts ayant des hauteurs « médianes » de colonnes, qui sont eux aussi moins fragiles que les ponts présentant des hauteurs maximales de colonnes. Il peut donc être affirmé dans ce cas précis que plus la hauteur des colonnes augmente, plus la fragilité des ponts à trois travées augmente.

Par ailleurs, si un mouvement de culée estimé à 200 mm est ajouté ou survient dans le cas réel d'un séisme (voire même 300 mm s'il est majoré par le coefficient de modification, $K = 1,5$), tel que présenté dans la revue de littérature, cela représenterait des dommages complets selon les limites établies pour les critères de réponses, et ce, dans tous les cas des ponts étudiés.

Il a ensuite été démontré l'importance et l'exactitude d'utiliser un paramètre combiné, comme la période de vibration des ponts, afin de mieux décrire la fragilité globale de ceux-ci. Il s'agit d'une contribution importante à l'avancement des connaissances tout en laissant place à certains raffinements éventuels.

CHAPITRE 7

INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES SUR LA RÉPONSE NON LINÉAIRE DES PONTS

Au CHAPITRE 5, la réponse non linéaire des ponts étudiés a notamment été analysée en termes de déplacements et d'efforts longitudinaux et transversaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et à d'autres éléments caractéristiques, et ce, en fonction du PGA, ainsi que des contraintes et des déformations des fibres d'acier et de béton dans les colonnes, le tout selon le nombre de travées. Le CHAPITRE 6 a présenté les analyses de fragilité.

Ce CHAPITRE 7 s'intéresse dans un premier temps à l'influence relative des paramètres géométriques clés sur la réponse non linéaire des ponts existants (une, deux ou trois travées simplement appuyées) en termes de déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et de ductilité en courbure des colonnes. Dans un deuxième temps, ces résultats de déplacements sont comparés aux longueurs d'assise minimale prescrites par l'équation du code afin de déterminer si elle peut être utilisée dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique en termes de perte d'appui et d'effondrement des tabliers. Enfin, une nouvelle équation de prédiction des déplacements aux appui est proposée pour une utilisation dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts.

7.1 Introduction

Comme il a été démontré précédemment, la matrice d'expérimentation n'est pas assez diversifiée pour permettre d'isoler l'effet d'un paramètre géométrique en particulier sur la vulnérabilité structurale des ponts étudiés. On vise ici à établir une relation entre les déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles, ou la ductilité, et les paramètres géométriques, selon le nombre de travées. Les analyses sont effectuées en considérant chaque paramètre individuellement pour l'ensemble des ponts étudiés, en s'appuyant sur la forme de l'équation du code liant les paramètres géométriques à la longueur requise d'assise minimale.

Comme montré au chapitre précédent, les ductilités des piles sont des capacités quantitatives prescriptives aux états limites de dommages des ponts qui renseignent bien sur la fragilité générale d'un pont. Ils sont aussi les paramètres généralement utilisés pour mesurer la réponse non linéaire d'un pont. Le facteur de ductilité des piles est le rapport entre le déplacement maximal que les piles peuvent subir et le déplacement élastique (*voir* l'équation (7.1)) ou le rapport entre la courbure maximale que ces dernières peuvent subir et la courbure élastique (*voir* l'équation (7.2)). Plus ce rapport est élevé, plus la ductilité est élevée et plus le pont peut subir des déplacements et des déformations durant un séisme sans s'effondrer (Nielson & DesRoches, 2007).

$$\mu_{\Delta} \text{ pile} = \Delta_{max} / \Delta_{élast} \quad (7.1)$$

$$\mu_{\varphi} \text{ pile} = \varphi_{max} / \varphi_{élast} \quad (7.2)$$

Pour ces raisons, la ductilité en courbure des colonnes composant le système de pile et les déplacements (longitudinaux et transversaux) du tablier aux appareils d'appui mobiles sont utilisés pour évaluer l'influence relative des paramètres géométriques sur la réponse non linéaire des ponts.

7.2 Influence des paramètres géométriques selon le nombre de travées

L'impact des paramètres géométriques sur la réponse non linéaire des ponts, associée à la perte d'appui du tablier, est quantifiée ici sur la base de relations linéaires ou quadratiques (polynomiales de deuxième degré), selon le nombre de travées. Les valeurs des déplacements obtenues ont été discutées au CHAPITRE 5, on se concentre donc ici à établir une relation linéaire ou quadratique (polynomiale de deuxième degré) de base entre ceux-ci et les paramètres géométriques conformément à leur écriture actuelle dans l'équation empirique du code de laquelle on s'inspire.

Si on considère l'équation empirique du code pour établir la longueur d'assise minimale comme un indicateur de l'influence relative des paramètres géométriques, on devrait observer

un impact plus important de la hauteur d'une colonne (coefficient de $1/150 = 0,6667\%$) que de la longueur d'une travée (coefficient de $1/600 = 0,1667\%$) et du biais du tablier (coefficient de $1/8000 = 0,0125\%$). Cependant, la valeur numérique de hauteur d'une colonne est généralement plus faible qu'une longueur de travée, ce qui peut venir contrebalancer un tel impact.

7.2.1 Ponts à une travée simplement appuyée

Pour les ponts à une travée, la Figure 7.1a) et la Figure 7.1b) illustrent respectivement l'impact de la longueur de la travée et du biais de la travée sur les déplacements longitudinaux (bleu) et transversaux (rouge) du tablier aux appareils d'appui mobiles et les tendances linéaires. Rappelons que les valeurs de déplacements du tablier restent peu élevées de l'ordre de 0 à 0,002 m dans le sens longitudinal et de 0 à 0,007 m dans le sens transversal. Dans les deux cas, les déplacements augmentent avec la longueur de travée et le biais.

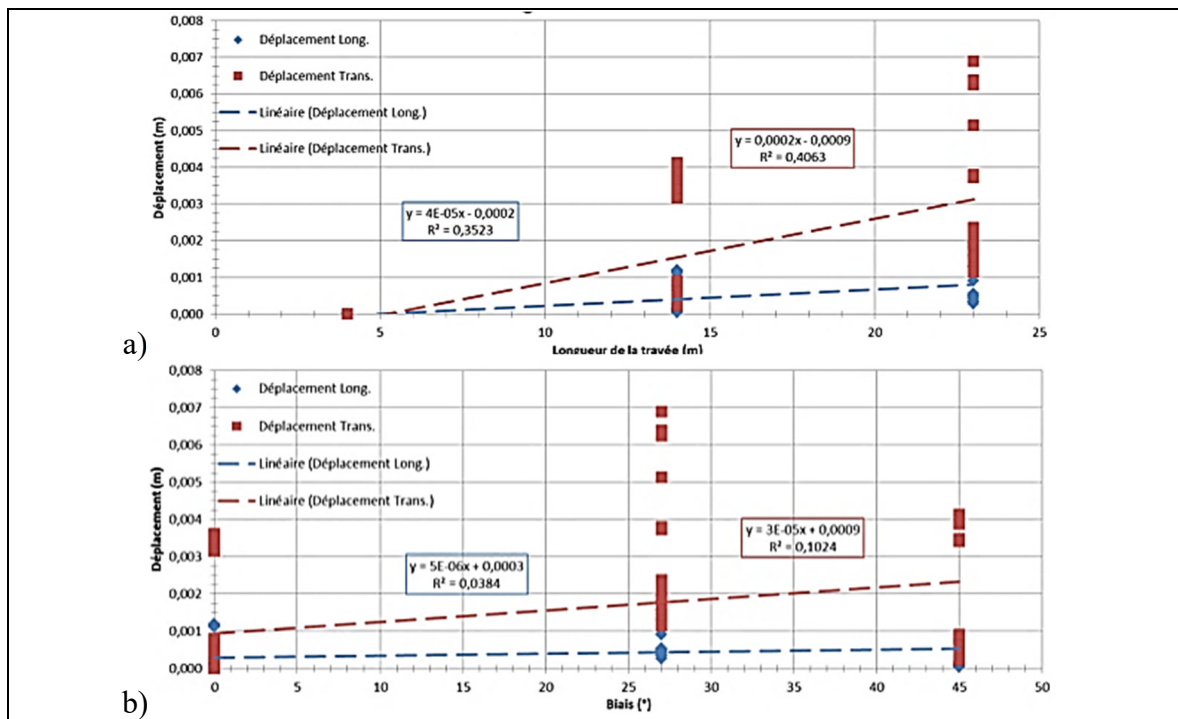


Figure 7.1 Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles pour les ponts à une travée selon a) la longueur de la travée et b) le biais du tablier (relations linéaires)

De manière générale, la Figure 7.1a) montre que les demandes en déplacements transversaux (rouge) augmentent avec la longueur de la travée. Pour les déplacements longitudinaux (bleu), la tendance suit la même logique sans être aussi fortement marquée. L'impact de la longueur de la travée sur les déplacements longitudinaux et transversaux montre une augmentation avec une pente de 0,00004 m/m et 0,0002 m/m respectivement. Selon le coefficient de détermination linéaire de Pearson, R^2 , la régression linéaire pour la longueur de la travée prédit 35,23 % et 40,63 % des valeurs de déplacements longitudinaux et transversaux respectivement.

La Figure 7.1b) montre que la tendance pour les demandes en déplacements transversaux (rouge) augmente avec le biais du tablier. Pour les déplacements longitudinaux (bleu), la tendance est très peu marquée, voire presque nulle (très légère augmentation). L'impact du biais du tablier sur les déplacements longitudinaux et transversaux est ainsi moins évident. Les déplacements du tablier augmentent avec une pente de 0,000005 m/° dans le sens longitudinal et augmentent dans le sens transversal avec une pente de 0,00003 m/°. La régression linéaire pour le biais du tablier prédit 3,84 % et 10,24 % des valeurs de déplacements longitudinaux et transversaux respectivement. Les pentes et les coefficients de détermination plus faibles présument d'un impact beaucoup moins important du biais par rapport à la longueur de la travée pour les ponts à une travée. On observe aussi une variation plus grande des résultats pour les longues travées et pour les biais médians. Dans l'ensemble, les résultats sont cohérents avec la littérature.

Étant donné l'absence d'un système de pile intermédiaire, le paramètre de hauteur des colonnes et le critère de réponse de ductilité ne peuvent pas être considérées. Par contre, cela permet une comparaison supplémentaire, car deux modèles possèdent soit le même biais pour une longueur de travée différente ou soit la même longueur de travée pour un biais différent. En isolant ces modèles ayant un paramètre géométrique fixe, leur étude permet de quantifier uniquement l'impact du paramètre géométrique variable sur la vulnérabilité structurale probable des ponts à une travée. Ainsi, la Figure 7.2a) et la Figure 7.2b) illustrent les déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles respectivement pour les ponts ayant un biais de 0° en fonction de la

longueur de la travée ainsi que pour les ponts ayant une longueur de 14 m en fonction du biais de la travée. L'allure générale des pentes reste sensiblement la même avec quelques faibles réductions des pentes et des coefficients quant à l'impact de la longueur de la travée sur les déplacements longitudinaux (bleu) et transversaux (rouge) du tablier aux appareils d'appui mobiles. Par contre, l'impact du biais de la travée sur les déplacements longitudinaux (bleu) et transversaux (rouge) du tablier aux appareils d'appui mobiles est beaucoup moins marqué. Les résultats sont relativement les mêmes peu importe la valeur du biais ce qui présume d'un impact presque nul du biais par rapport à la longueur de la travée pour les ponts à une travée.

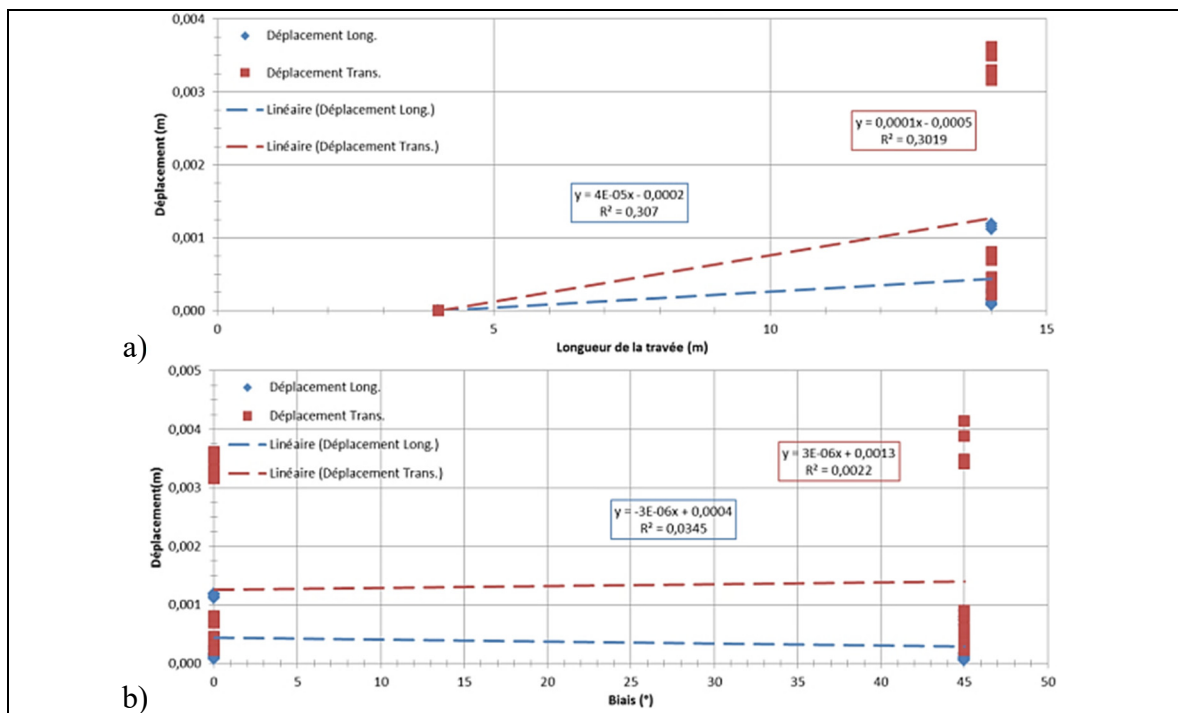


Figure 7.2 Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles pour les ponts à une travée ayant a) un biais de 0° selon la longueur de la travée et b) une longueur de 14 m selon le biais de la travée (relations linéaires)

Il faut rappeler qu'il n'existe pas, spécifiquement pour les ponts à une travée, d'exigences de conception parasismique dans les codes. Une conception « parasismique » basée sur la résistance des tirants d'ancrages ou des goujons des appareils d'appui doit être effectuée afin de valider qu'elle reste supérieure à la force sismique induite. De plus, l'équation empirique pour la longueur requise d'assise minimale, N , doit aussi être appliquée.

7.2.2 Ponts à travées multiples simplement appuyées

Pour les ponts à deux travées et trois travées, la Figure 7.3a), la Figure 7.3b), la Figure 7.3c) et la Figure 7.3d) illustrent respectivement l'impact de la longueur de la travée, de la hauteur de la colonne du système de pile, du biais de la travée (relations linéaires) ainsi que du biais de la travée (relations quadratiques / polynomiales de deuxième degré) sur les déplacements longitudinaux (bleu) et transversaux (rouge) du tablier aux appareils d'appui mobiles et sur la ductilité en courbure (vert). Rappelons que les valeurs de déplacements du tablier restent peu élevées de l'ordre de 0,001 à 0,058 m dans le sens longitudinal et de 0,003 à 0,073 m dans le sens transversal. Les valeurs de ductilité en courbure varient de 1,099 à 87,364. On observe légèrement plus de variation entre les résultats en déplacement pour les longues travées, les hautes colonnes et les faibles biais. Inversement, légèrement plus de variation entre les résultats en ductilité est observée pour les courtes travées et les biais élevés.

De manière générale, la Figure 7.3a) montre que les demandes en déplacements longitudinaux (bleu) augmentent avec la longueur de la travée. Pour les déplacements transversaux (rouge), la tendance suit la même logique sans être aussi fortement marquée. Inversement, la ductilité (vert) diminue avec une augmentation de la longueur de la travée. L'impact de la longueur de la travée sur les déplacements longitudinaux et transversaux montre une augmentation avec une pente de 0,0004 m/m et 0,00002 m/m respectivement. La ductilité en courbure des colonnes montre une diminution avec une pente de 0,6078/m. Selon le coefficient de détermination linéaire de Pearson, R^2 , la régression linéaire pour la longueur de la travée prédit 7,09 % et 0,03 % des valeurs de déplacements longitudinaux et transversaux respectivement alors qu'elle prédit 15,02 % des valeurs de ductilités en courbure des colonnes.

La Figure 7.3b) montre que les demandes en déplacements longitudinaux (bleu) augmentent avec la hauteur de la colonne. Pour les déplacements transversaux (rouge), la tendance est très peu marquée (très légère augmentation). Inversement, la ductilité (vert) diminue légèrement avec une augmentation de la hauteur de la colonne. L'impact de la hauteur du système de pile sur les déplacements longitudinaux et transversaux montre une augmentation avec une pente

de 0,0031 m/m et 0,0007 m/m respectivement. La ductilité en courbure des colonnes diminue avec une pente de 0,6791/m. La régression linéaire pour la hauteur du système de pile prédit 22,84 % et 2,05 % des valeurs de déplacements longitudinaux et transversaux respectivement alors qu'elle prédit 0,93 % des valeurs de ductilités en courbure des colonnes.

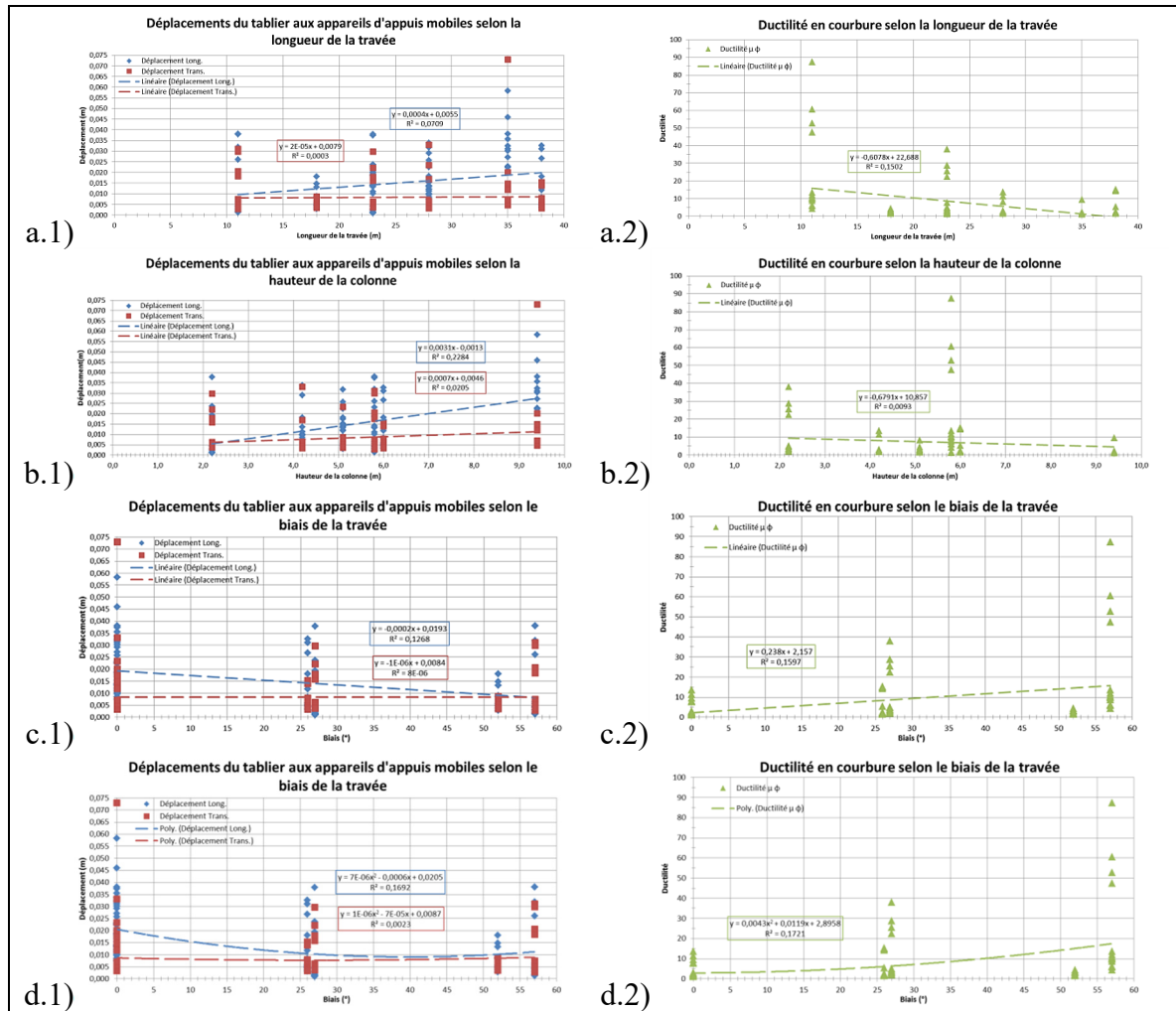


Figure 7.3 Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles (1) et ductilité en courbure (2) pour les ponts à deux et trois travées selon a) la longueur de la travée, b) la hauteur de la colonne, c) le biais de la travée (relations linéaires) et d) le biais de la travée (relations quadratiques / polynomiales de deuxième degré)

La Figure 7.3c) montre que la tendance pour les demandes en déplacements longitudinaux (bleu) diminue légèrement avec le biais du tablier. Pour les déplacements transversaux (rouge), la tendance est très peu marquée, voire presque nulle (très légère diminution). Par contre, la

ductilité (vert) augmente avec une augmentation du biais du tablier. Les déplacements du tablier diminuent avec une pente de $0,0002 \text{ m}/^\circ$ dans le sens longitudinal et sont relativement égaux dans le sens transversal avec une pente de $0,000001 \text{ m}/^\circ$. La ductilité en courbure augmente avec une pente de $0,238/^\circ$. La régression linéaire pour le biais du tablier prédit 12,68 % et 0,0008 % des valeurs de déplacements longitudinaux et transversaux respectivement alors qu'elle prédit 15,97 % des valeurs de ductilités en courbure des colonnes.

La Figure 7.3d) présente les mêmes résultats de déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et de ductilité en courbure des colonnes, et ce, toujours en fonction du biais du tablier. Cependant, un peu à l'instar de l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N , le biais est présenté à la Figure 7.3d) comme un facteur d'amplification qui peut être analysé avec des relations quadratiques (polynomiales de deuxième degré). Les tendances observées restent exactement les mêmes par rapport à la Figure 7.3c). La régression quadratique pour le biais du tablier prédit 16,92 % et 0,23 % des valeurs de déplacements longitudinaux et transversaux respectivement alors qu'elle prédit 17,21 % des valeurs de ductilités en courbure des colonnes. Les régressions quadratiques sont ainsi plus représentatives et supérieures en termes de qualité de la prédiction (R^2) des régressions linéaires pour les réponses étudiées et, par conséquent, du comportement du pont de 33,4 %, 286,5 % et 7,8 %.

L'augmentation des pentes et des coefficients de détermination présume d'un impact plus important de la hauteur de la colonne par rapport à la longueur de la travée. La diminution ou l'inversion des pentes et des coefficients de détermination présume d'un impact beaucoup moins important, voire opposé, du biais de la travée par rapport à la longueur de la travée ou la hauteur de la colonne. Dans l'ensemble, les résultats ici sont cohérents avec la littérature.

7.2.3 Influence des paramètres géométriques pour l'ensemble des ponts analysés

Ces observations générales tendent à appuyer l'hypothèse que plus la masse du tablier augmente, notamment avec une plus longue travée, plus la demande en effets dynamiques (déplacements et efforts) est élevée. De même, une masse du tablier plus élevée se traduira par

des charges axiales plus élevées sur les colonnes. Dans le même ordre d'idée, ces observations générales tendent à appuyer l'hypothèse que plus la hauteur des colonnes du système de pile augmente, plus la demande en effets dynamiques (déplacements et efforts) est élevée. Ainsi, une colonne plus longue a une demande en effets dynamiques plus élevés induite par une flexibilité et un bras de levier plus grand alors qu'une colonne plus courte se traduira par une augmentation de sa rigidité. En somme, toutes ces observations ont pour effet d'augmenter la capacité par le moment résistant et donc de réduire la ductilité en courbure des colonnes. L'augmentation de la demande en effets dynamiques (déplacements et efforts) n'est donc pas aussi importante que l'augmentation de la capacité par le moment résistant de la colonne.

En comparaison, le paramètre le plus influent quant aux réponses observées lors des analyses numériques réalisées est la hauteur d'une colonne du système de pile qui a plus d'impact que la longueur d'une travée sur les déplacements obtenus du tablier (longitudinaux et transversaux) et sur les ductilités obtenues en courbure. De même, les régressions linéaires en fonction de la hauteur d'une colonne du système de pile sont généralement plus représentatives et supérieures en termes de qualité de la prédiction (R^2) des réponses étudiées et, donc, du comportement du pont, que les régressions linéaires en fonction de la longueur de la travée du pont. Elles sont respectivement plus représentatives et supérieures de 222,1 % (déplacements longitudinaux) et 6733,3 % (déplacements transversaux), mais inférieure de 93,8 % (ductilité en courbure) entre la hauteur d'une colonne par rapport à la longueur d'une travée. Enfin, comme les pentes des régressions linéaires sont plus importantes pour la hauteur d'une colonne du système de pile, cela caractérise bien une influence beaucoup plus directe. Cependant, la valeur numérique de hauteur d'une colonne est généralement plus faible qu'une longueur de travée, ce qui peut venir contrebalancer un tel impact.

Cependant, ces observations générales ne permettent pas d'appuyer l'hypothèse que plus le biais du tablier augmente, plus la demande en effets dynamiques est élevée. Ainsi, un biais plus grand aurait eu une demande en effets dynamiques plus élevée induite par de plus grands déplacements de torsion/rotation du tablier du pont sur ses supports en biais. Par conséquent, l'augmentation de la demande en effets dynamiques (déplacements) aurait donc été plus

importante que l'augmentation de la capacité structurale, qui elle resterait inchangée (stable). Par contre, ceci n'a pas été observé dans les analyses numériques. L'impact du biais du tablier sur les déplacements longitudinaux et transversaux est moins évident, voire presque nul, ce qui suggère encore une inter-influence des variations de valeurs des paramètres géométriques pour un même modèle.

En comparaison, à la lumière des pentes des régressions linéaires obtenues, le biais du tablier est le paramètre influençant le moins les réponses sismiques étudiées par rapport à l'influence que peut avoir la longueur d'une travée ou la hauteur d'une colonne. Aussi, il est plus rigoureux d'étudier le biais sous une forme polynomiale de deuxième degré que sous une forme linéaire. La qualité supérieure de la prédiction (R^2) des régressions quadratiques (polynomiales de deuxième degré) par rapport aux régressions linéaires pour les réponses étudiées explique sa présentation quadratique dans l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N .

7.3 Comparaison de l'équation du code aux réponses observées

Dans cette section, les résultats de déplacements longitudinaux des ponts existants étudiés sont comparés aux longueurs d'assise minimale prescrites par l'équation empirique du code, N .

L'analyse des résultats des chapitres et sections précédentes identifie le besoin de recourir à une proposition d'équation adaptée pour prédire les déplacements attendus du tablier aux appareils d'appui dans un cadre d'évaluation pour mieux juger de la vulnérabilité sismique des ponts existants quant au risque de perte d'appui. La première référence à l'équation empirique remonte au début des années 1980 pour une meilleure conception des ponts afin de contrer la perte d'appui et l'effondrement des tabliers. L'utilisation de l'équation du code vise à s'assurer que la longueur d'assise est plus que suffisante pour accommoder les déplacements aux appareils d'appui et elle n'est donc pas appropriée pour déterminer une longueur d'assise de référence dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité structurale des ponts du Québec. Les longueurs ainsi déterminées sont trop conservatrices et traduisent mal la demande en déplacement. Les déplacements prédits par les analyses sont inférieurs de l'ordre de 92,3 %

par rapport aux longueurs d'assise calculées selon l'équation du code. Dans un contexte d'évaluation, l'objectif devrait être de vérifier si la longueur d'assise disponible est suffisante par rapport à un déplacement prédit. Actuellement, on ne peut que comparer la longueur d'assise en place à celle donnée par l'équation actuelle du code. Si elle est égale ou supérieure, il n'y a aucun dommage. Par contre, si elle est plus petite, il devient difficile de conclure s'il y aura dommage ou pas. D'où l'intérêt de proposer une équation qui permet de prédire et « englober » les déplacements longitudinaux pour ensuite les comparer aux longueurs d'assise disponibles.

La Figure 7.4 présente le rapport entre les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et la longueur requise d'assise minimale exigée par l'équation empirique du code pour chacun des modèles et des analyses. Celui-ci varie de 0,0 % à 43,7 % avec une moyenne de 7,7 %. C'est-à-dire que les déplacements sismiques prédits (bien que la longueur d'assise minimale doit aussi accommoder les déplacements dus aux variations thermiques, au retrait, au fluage, etc.) représentent en moyenne 7,7 % des longueurs d'assise calculées qui peuvent être disponibles si ces dernières sont conformes à l'équation du code. Ainsi, le rapport inverse de 92,3 % ($100\% - 7,7\%$) constitue en quelque sorte une réserve moyenne de sécurité, excluant le déplacement des culées.

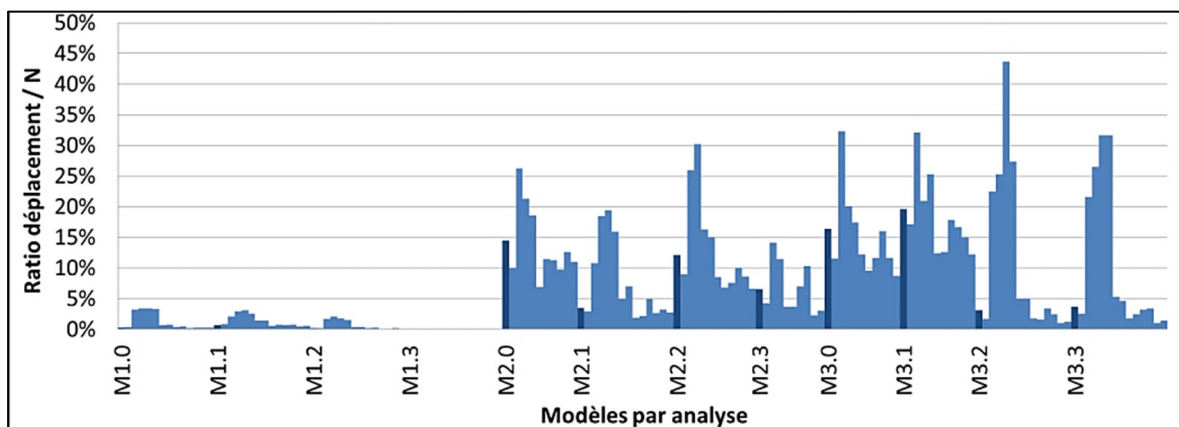


Figure 7.4 Rapport entre les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et les longueurs d'assise minimale pour chacun des modèles et des analyses

Une analyse statistique par régression linéaire multiple (à plus de deux paramètres) permet d'exprimer les déplacements obtenus sous la forme d'une équation similaire à celle de l'équation du code. L'objectif ici est de voir si les résultats obtenus permettent de proposer une modification à l'équation du code pour la longueur requise d'assise minimale afin d'évaluer le risque de perte d'appui.

D'abord, comme l'interaction sol-structure (culées et fondations rigides) et le déphasage n'ont pas été considérés dans les analyses numériques, il convient de retirer la valeur de 200 mm de l'équation empirique du code pour les longueurs d'assise minimale, N , telle que présentée précédemment à l'équation (1.6) de la page 28. La comparaison avec les déplacements longitudinaux obtenus avec les modèles numériques analysés se fait donc en considérant les mêmes paramètres. De plus, la catégorie de performance sismique basée sur les valeurs du spectre de Montréal pour une période de retour de 2475 ans est de 3, ce qui donne un coefficient de modification, K , de 1,5. Dans cet ordre d'idée, en considérant ce coefficient de modification, $K = 1,5$ et en éliminant l'interaction sol-structure et le déphasage, 200 mm, cette combinaison représente une diminution de 300 mm pour le calcul de la longueur d'assise minimale, N , dans le contexte de cette étude pour les ponts existants. Tout en se calquant sur la forme mathématique de l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N , l'équation (1.6) peut être reformulée pour identifier cinq variables quantitatives indépendantes comme à l'équation (7.3) :

- Longueur = L = linéaire
- Hauteur = H = linéaire
- Biais = ψ^2 = quadratique
- $L * \psi^2$
- $H * \psi^2$

$$N_{\text{Modifié sans 200 mm}} = 1,5 \left(\cancel{200} + \frac{\psi^2}{40} + \frac{L}{600} + \frac{L \times \psi^2}{4\,800\,000} + \frac{H}{150} + \frac{H \times \psi^2}{1\,200\,000} \right) \quad (7.3)$$

Le Tableau 7.1 présente les résultats d'une analyse statistique par une régression linéaire multiple à cinq paramètres entre la variable quantitative dépendante (déplacements longitudinaux) et les cinq variables quantitatives indépendantes qui ont été identifiées précédemment (variables de l'équation (7.3)).

Tableau 7.1 Analyse statistique par une régression linéaire multiple à cinq paramètres

<i>Statistiques de la régression</i>				
Coefficient de détermination multiple	0,749067538			
Coefficient de détermination R^2	0,561102177			
Coefficient de détermination R^2	0,546173679			
Erreur-type	8,104545475			
Observations	153			
ANALYSE DE VARIANCE				
	<i>Degré de liberté</i>	<i>Somme des carrés</i>	<i>Moyenne des carrés</i>	<i>F</i>
Régression	5	12343,92255	2468,784511	37,58597816
Résidus	147	9655,497631	65,68365735	
Total	152	21999,42018		
	<i>Coefficients</i>	<i>Erreur-type</i>	<i>Statistique t</i>	<i>Probabilité</i>
Constante	-0,147538147	2,350471068	-0,062769608	0,950035237
Variable 1 - Longueur	7,90865E-05	0,00016095	0,491372653	0,623895754
Variable 2 - Hauteur	0,003031335	0,000501284	6,047137309	1,16315E-08
Variable 3 - Biais ²	0,00430082	0,002329134	1,846531436	0,066825987
Variable 4 - $L \cdot \psi^2$	-2,89086E-07	1,49342E-07	-1,935725019	0,0548206
Variable 5 - $H \cdot \psi^2$	-5,03328E-07	2,931E-07	-1,717253921	0,088038782

Cette analyse statistique permet de prédire, pour le coefficient de détermination multiple, 74,9 % des valeurs des déplacements longitudinaux pour lesquels un seuil de confiance de 95 % est atteignable avec des limites inférieures et supérieures. La mesure statistique de la qualité de la prédiction de la régression linéaire est de l'ordre de 56,1 %, pour le coefficient de détermination linéaire de Pearson, R^2 . Dans ce contexte, l'équation (7.4) présente le coefficient du biais au carré (ψ^2), le coefficient de la hauteur (H) et le coefficient de la longueur (L). Une constante (en mm) initie aussi la courbe de tendance. L'équation (7.5) calque la forme mathématique de l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N , pour exprimer la forme mathématique de l'équation par régression linéaire multiple pour les déplacements prédits selon les paramètres géométriques, D_{PPG} .

$$D_{PPG} = -0,148 + 7,909E^{-05} \times L + 0,003 \times H + 0,004 \times \psi^2 - 2,891E^{-07} \times L \times \psi^2 - 5,033E^{-07} \times H \times \psi^2 \quad (7.4)$$

$$D_{PPG} = K \left[-\frac{1}{10} \left(1 - \frac{\psi^2}{34} \right) + \frac{L}{18\,967} \left(1 - \frac{\psi^2}{274} \right) + \frac{H}{495} \left(1 - \frac{\psi^2}{6\,023} \right) \right] \quad (7.5)$$

Cette équation par régression linéaire multiple permet d'estimer les déplacements des ponts existants et de les comparer à l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N , modifiée pour exclure uniquement le 200 mm d'interaction sol-structure et de déphasage (équation (7.3)). Cette comparaison est illustrée de la Figure 7.5 à la Figure 7.8. On observe que la longueur d'assise minimale, N , requise par l'équation empirique du code (points verts) dépasse dans tous les cas les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles obtenus des analyses numériques des modèles de ponts existants (points bleus) ainsi que les déplacements prédits par l'analyse statistique par une régression linéaire multiple à cinq paramètres, D_{PPG} , (points rouges). Ainsi, l'équation empirique du code est très conservatrice et le rapport entre longueur d'assise minimale, N , (excluant uniquement le 200 mm de l'interaction sol-structure et du déphasage) et les déplacements prédits par régression linéaire multiple, D_{PPG} , varie de : 19 à 8,6 en termes de longueur de la travée; 15,5 à 6,6 en termes de hauteur de pile; 7,6 à 16,5 pour le biais exprimé sous une forme linéaire et 7,1 à 13,2 fois pour le biais exprimé sous une forme polynomiale de deuxième degré (quadratique).

En formulant l'hypothèse que les ponts étudiés (conçus en 1970) auraient une longueur d'assise conforme qui respecterait le code actuel, la totalité de ceux-ci permettraient les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles. Même si cette longueur d'assise est 50 % plus petite, tous les ponts étudiés peuvent accommoder la demande en déplacements du tablier. Il faut une réduction de 75 % de cette longueur d'assise disponible pour rendre certains ponts étudiés vulnérables dans 12 des 168 analyses effectuées, donc avec une longueur d'assise insuffisante. Ainsi, l'équation empirique du code ne convient pas pour une utilisation visant à évaluer la vulnérabilité sismique des ponts existants, excluant l'interaction sol-structure (culées et fondations rigides) et le déphasage. Elle est donc trop conservatrice. De plus, il faut

rappeler qu'elle est faite sur la base des données de l'Ouest américain où les déplacements sismiques sont plus forts à cause du contenu fréquentiel plus riche en basses fréquences.

De manière générale, les demandes en déplacements longitudinaux obtenus (bleu) et prédits par régression linéaire multiple, D_{PPG} , (rouge) ainsi que les longueurs d'assise minimale, N , (vert) augmentent avec la longueur de la travée (voir la Figure 7.5) et la hauteur de la colonne (voir la Figure 7.6). Aussi, plus la longueur de la travée et la hauteur de la colonne augmentent, plus les longueurs d'assise minimale, N , (vert) obtenues de l'équation empirique sont conservatrices par rapport aux déplacements longitudinaux obtenus (bleu) et prédits par régression linéaire multiple, D_{PPG} , (rouge). Pour le biais (voir la Figure 7.7 et la Figure 7.8), la tendance pour les demandes en déplacements longitudinaux obtenus (bleu) et prédits par régression linéaire multiple, D_{PPG} , (rouge) ainsi que les longueurs d'assise minimale, N , (vert) est très peu marquée, voire presque nulle (très légère augmentation ou diminution). Il n'y a donc pas de tendance claire en fonction du biais du tablier.

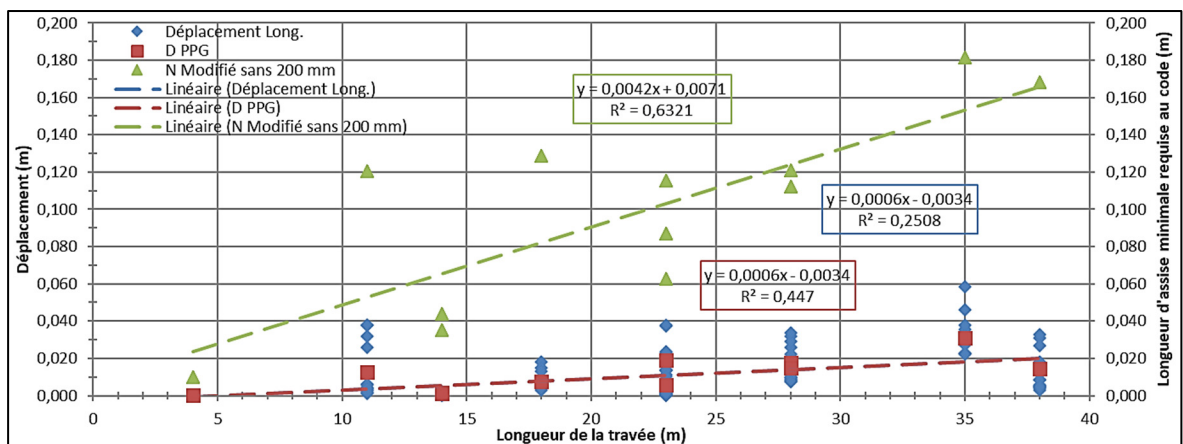


Figure 7.5 Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et longueurs d'assise selon la longueur de la travée

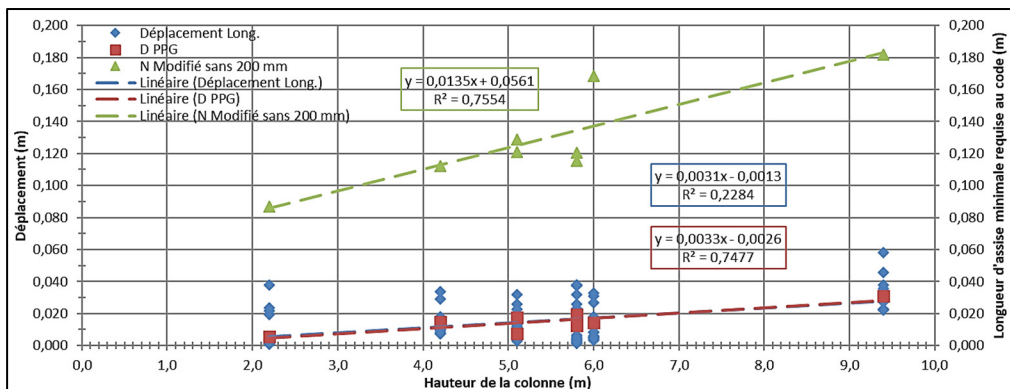


Figure 7.6 Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et longueurs d'assise selon la hauteur de la colonne

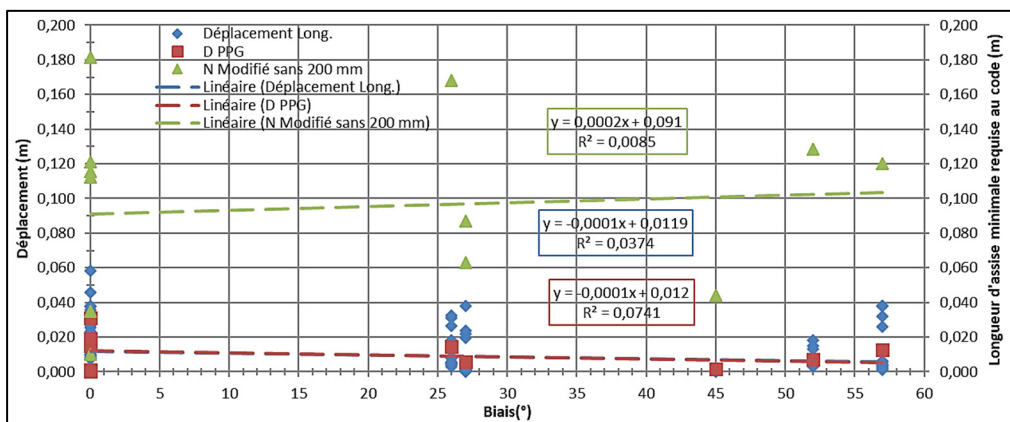


Figure 7.7 Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et longueurs d'assise selon le biais de la travée (relations linéaires)

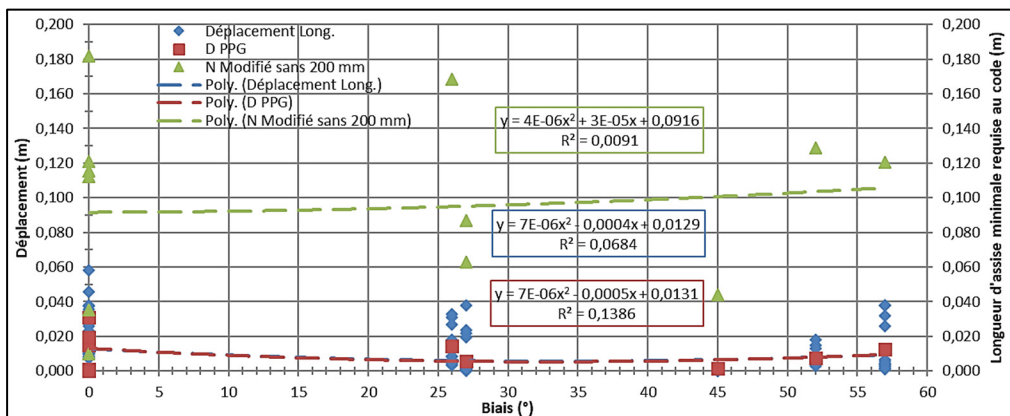


Figure 7.8 Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et longueurs d'assise selon le biais de la travée (relations quadratiques / polynomiales de deuxième degré)

7.4 Équation de prédiction des déplacements longitudinaux

Il faut rappeler l'inter-influence de la longueur de la travée, de la hauteur du système de pile et, probablement, mais dans une moindre mesure, du biais du tablier sur le comportement des ponts en termes de perte d'appui et d'effondrement des tabliers. Cette interaction des paramètres géométriques justifie l'importance d'utiliser un paramètre structural combiné pour développer une équation de prédiction des déplacements longitudinaux. En effet, bien que l'équation (7.4) ou (7.5) permet d'obtenir une prédiction des déplacements représentative des réponses observées par les analyses numériques des ponts existants étudiés, l'expression du déplacement en fonction du rapport m/k ou de la période fondamentale de vibration, T , dans la direction longitudinale s'avère plus précise tel que démontré précédemment. Il requiert donc de procéder au développement, à la modification ou l'adaptation de la méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

Tel que proposé à la section 1.6, la Figure 7.9 présente les déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et la ductilité en courbure des colonnes en fonction du rapport m/k , qui agit comme un paramètre structural combiné. Généralement, les demandes en déplacements longitudinaux (bleu) et transversaux (rouge) augmentent avec le rapport m/k . La tendance est claire et fortement marquée. Inversement, la ductilité en courbure (vert) diminue avec une augmentation du rapport m/k . L'impact du rapport m/k sur les déplacements longitudinaux et transversaux montre une augmentation avec une pente de 1,90 N/kg ou 1,90 g (où g est l'accélération gravitationnelle) et 3,56 N/kg ou 3,56 g respectivement. Alors que la ductilité en courbure des colonnes montre une diminution avec une pente de 648,84 N/m/kg ou 648,84 g/m. La régression linéaire pour le rapport m/k prédit (coefficient de détermination linéaire de Pearson, R^2) 42,52 % et 10,55 % des valeurs de déplacements longitudinaux et transversaux respectivement alors qu'elle prédit 5,34 % des valeurs de ductilités en courbure des colonnes. Ces régressions linéaires sont donc beaucoup plus précises en fonction du rapport m/k que lorsqu'elles sont exprimées selon les autres paramètres géométriques.

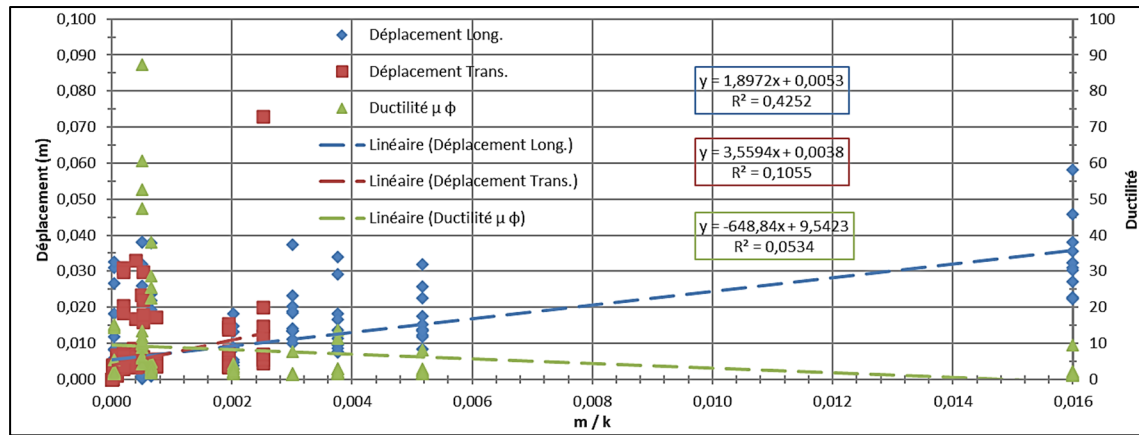


Figure 7.9 Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et ductilité en courbure selon le rapport m/k

De plus, selon la Figure 7.10, les demandes en déplacements longitudinaux obtenus (bleu) et prédits par régression linéaire multiple, D_{PPG} , (rouge) et les longueurs d'assise minimale (vert) obtenues de l'équation empirique du code, N , en excluant uniquement le 200 mm de l'interaction sol-structure et du déphasage, augmentent avec le rapport m/k . En comparaison, les coefficients de détermination des régressions linéaires de Pearson, R^2 , selon le rapport m/k sont augmentés pour la prédiction des valeurs de déplacements longitudinaux et, donc, pour la prédiction du comportement du pont. Le rapport m/k est donc un meilleur paramètre d'analyse du comportement. Ceci confirme que les déplacements relatifs entre les culées et les tabliers dépendent en grande partie du poids ou de la masse et de la rigidité du pont.

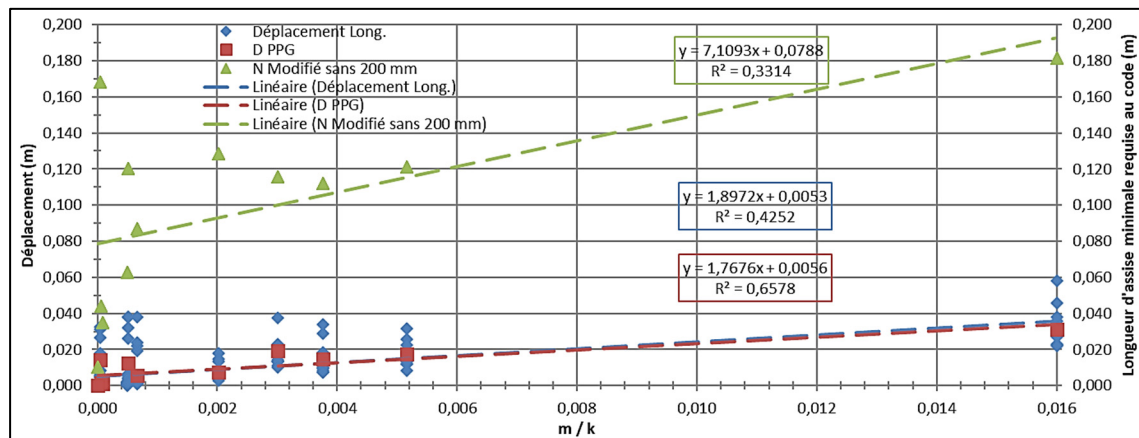


Figure 7.10 Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, analyse de variance initiale et longueurs d'assise selon le rapport m/k

Dans le même ordre d'idées, tel que proposé à la section 1.7 et tel qu'étudié à la section 6.5, la Figure 7.11 présente les déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et la ductilité en courbure des colonnes en fonction de la période, qui agit aussi comme un paramètre structural combiné, d'autant plus qu'il intègre le rapport m/k . De manière générale, les demandes en déplacements longitudinaux (bleu) et transversaux (rouge) augmentent avec la période. La tendance est, ici aussi, claire et fortement marquée. Inversement, la ductilité en courbure (vert) diminue avec une augmentation de la période. L'impact de la période sur les déplacements longitudinaux et transversaux montre une augmentation avec une pente de 0,0383 m/s et 0,0334 m/s respectivement. Alors que la ductilité en courbure des colonnes montre une diminution avec une pente de 16,37/s. La régression linéaire pour la période prédit (coefficient de détermination linéaire de Pearson, R^2) 45,41 % et 14,09 % des valeurs de déplacements longitudinaux et transversaux respectivement alors qu'elle prédit 7,19 % des valeurs de ductilités en courbure des colonnes. Ces régressions linéaires sont encore plus précises en fonction de la période qu'en fonction du rapport m/k , ce qui constitue déjà une amélioration par rapport à lorsqu'elles sont exprimées selon les autres paramètres géométriques. De même, l'étendue couverte par les périodes est plus uniformément répartie le long de l'abscisse, les valeurs sont aussi plus grandes; alors que l'étendue couverte par les rapports m/k est plus concentrée vers l'ordonnée, les valeurs étant plus petites.

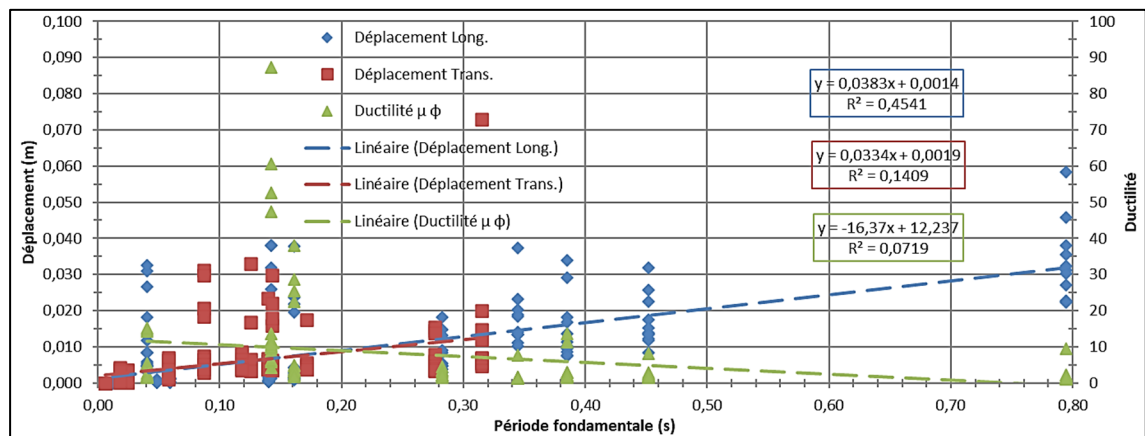


Figure 7.11 Déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et ductilité en courbure selon la période fondamentale de vibration

De plus, selon la Figure 7.12, les demandes en déplacements longitudinaux obtenus (bleu) et prédits par régression linéaire multiple, D_{PPG} , (rouge) et les longueurs d'assise minimale (vert) obtenues de l'équation empirique du code, N , en excluant uniquement le 200 mm de l'interaction sol-structure et du déphasage, augmentent avec la période. En comparaison, les coefficients de détermination des régressions linéaires de Pearson, R^2 , sont augmentés pour la prédiction des valeurs de déplacements longitudinaux selon la période, et donc, pour la prédiction de la réponse du pont. Les déplacements relatifs entre les culées et les tabliers dépendent essentiellement du poids ou de la masse et de la rigidité du pont, et donc de la période du pont. Par conséquent, la période est le paramètre d'analyse qui est le plus rigoureux pour définir le comportement du pont.

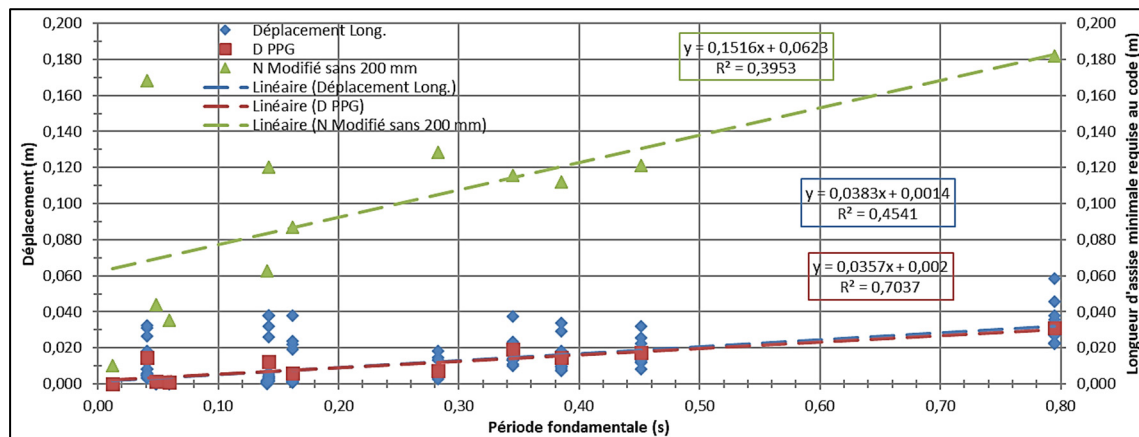


Figure 7.12 Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, analyse de variance initiale et longueurs d'assise selon la période fondamentale de vibration

Enfin, en réalisant (voir le Tableau 7.2) une analyse statistique par une régression linéaire multiple à trois paramètres (Biais^2 , $\text{Période}_{\text{Long}} * \psi^2$, $\text{Période}_{\text{Long}}$) s'inspirant de la forme mathématique de l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N , il est possible de prédire, dans le cas présent pour le coefficient de détermination multiple, 68,2 % des valeurs des déplacements longitudinaux pour lesquels un seuil de confiance de 95 % est atteignable avec des limites inférieures et supérieures. La mesure statistique de la qualité de la prédiction de la régression linéaire est de l'ordre de 46,4 %, pour le coefficient de détermination linéaire de Pearson, R^2 , pour les déplacements prédits selon la période et le biais, D_{PPB} .

Dans ce contexte, l'équation (7.6) présente les coefficients pour le biais au carré (ψ^2), la $Période_{Long} \cdot \psi^2$ et la $Période_{Long}$. Une constante (en mm) initie aussi la courbe de tendance.

$$D_{PPB} = 0,151 + 0,002 \times \psi^2 - 0,010 \times Période_{Long} \times \psi^2 + 40,749 \times Période_{Long} \quad (7.6)$$

$$D_{PPB} = K \left[\frac{1}{10} \left(1 + \frac{\psi^2}{63} \right) + \frac{Période_{Long}}{9} \left(244 - \frac{\psi^2}{16} \right) \right] \quad (7.7)$$

Tableau 7.2 Analyse statistique par une régression linéaire multiple à trois paramètres

Statistiques de la régression				
Coefficient de détermination multiple	0,681541535			
Coefficient de détermination R^2	0,464498865			
Coefficient de détermination R^2	0,453716962			
Erreur-type	8,89186133			
Observations	153			
ANALYSE DE VARIANCE				
	Degré de liberté	Somme des carrés	Moyenne des carrés	F
Régression	3	10218,7057	3406,235232	43,08134706
Résidus	149	11780,71449	79,06519791	
Total	152	21999,42018		
	Coefficients	Erreur-type	Statistique t	Probabilité
Constante	0,151172982	1,359026538	0,111236225	0,911578727
Variable 1 - Biais²	0,002277085	0,001339235	1,700288658	0,091162997
Variable 2 - Période _{Long} * ψ²	-0,010020386	0,006715384	-1,492153828	0,137773108
Variable 3 - Période _{Long}	40,74918073	3,712635219	10,97581053	6,53865E-21

Selon la Figure 7.13 et la Figure 7.14 et en fonction de la nouvelle régression linéaire multiple à trois paramètres, D_{PPB} (rouges), les demandes en déplacements longitudinaux obtenus (bleu) et les longueurs d'assise minimale (vert) obtenues de l'équation empirique du code, N , en excluant uniquement le 200 mm de l'interaction sol-structure et du déphasage, augmentent avec le rapport m/k et la période. En comparaison, les coefficients de détermination des régressions linéaires de Pearson, R^2 , selon le rapport m/k et la période sont augmentés pour la prédiction des valeurs de déplacements longitudinaux et, donc, pour la prédiction du comportement du pont. Ils passent, selon le rapport m/k , de 65,78 % (voir la Figure 7.10) à 89,34 % (voir la Figure 7.13) et, selon la période, de 70,37 % (voir la Figure 7.12) à 97,76 % (voir la Figure 7.14).

Pour englober tous les déplacements longitudinaux avec suffisamment de conservatisme, les régressions linéaires simples (équations des lignes de tendance) de la Figure 7.14 pourraient être utilisées avec un décalage de l'ordre de 0,04 m, comme illustré par la ligne grise.

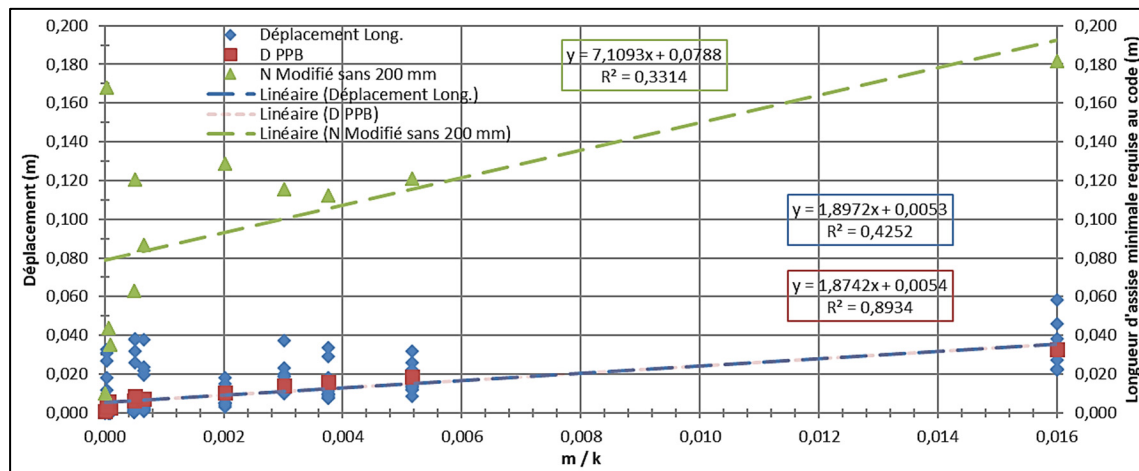


Figure 7.13 Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, seconde analyse de variance et longueurs d'assise selon le rapport m / k

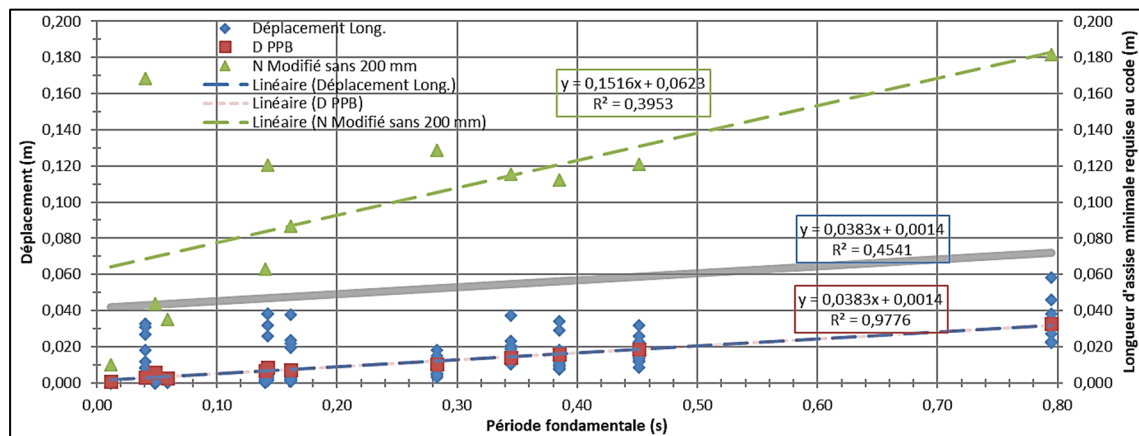


Figure 7.14 Déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, seconde analyse de variance et longueurs d'assise selon la période fondamentale de vibration

Les analyses ont montré que l'influence relative du biais du tablier sur les déplacements longitudinaux est moins significative que d'autres paramètres. La Figure 7.15 montre les résultats de la demande en déplacements longitudinaux prédits par la régression linéaire

multiple à trois paramètres de l'équation (7.6) ou (7.7), D_{PPB} , (points rouges), mais cette figure inclut aussi les valeurs de la demande en déplacements longitudinaux prédits par la même équation en considérant cette fois seulement la période fondamentale de vibration et un biais nul de la travée, $D_{PP} (Biais = 0^\circ)$, (points X en bleu pâle).

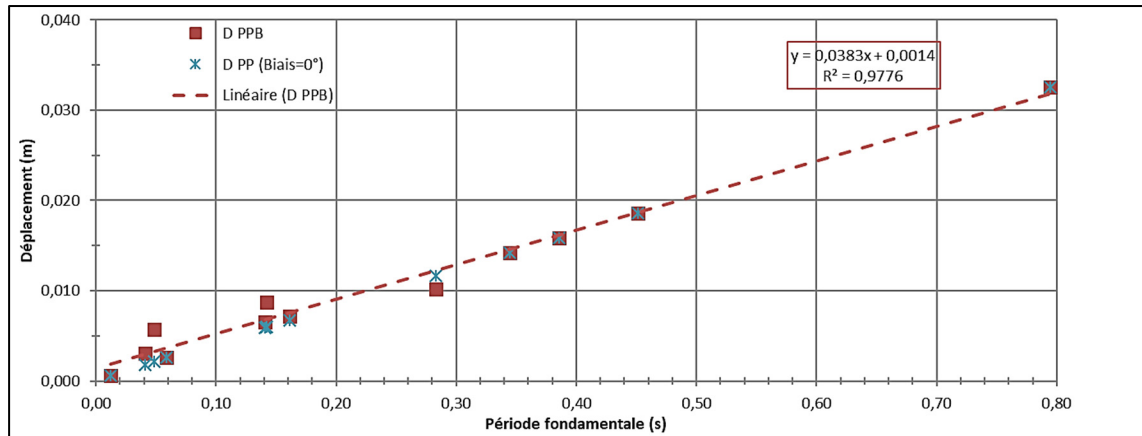


Figure 7.15 Prédiction des déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles selon la période fondamentale de vibration et le biais de la travée

La différence entre ces deux groupes de données est très faible. L'écart-type entre la ligne de tendance des points X en bleu pâle et les valeurs des points rouges est de 0,0013 alors que l'écart-type entre la ligne de tendance des points rouges et les valeurs des points X en bleu pâle est de 0,0005. Ainsi, le fait de négliger le biais du tablier semble avoir peu d'impact sur la prédiction des déplacements longitudinaux, ce qui montre que l'utilisation individuelle de la période est pertinente, à ce stade, pour mieux décrire les demandes en déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles du pont.

En utilisant les régressions linéaires simples (équations des lignes de tendance) et en ajoutant un décalage de l'ordre de 0,04 m (voir la Figure 7.14), une relation simple peut être obtenue pour la longueur requise d'assise minimale aux appareils d'appui mobiles d'un pont existant. L'équation (7.8) donne l'équation proposée, $N_{Proposé}$, en isolant le coefficient de modification, $K = 1,5$, et en réintégrant l'effet de l'interaction sol-structure et du déphasage (200 mm ou 0,2 m). Cela donne, sous une autre forme, l'équation (7.9) pour la longueur requise d'assise

minimale aux appareils d'appui mobiles d'un pont existant en termes de la période longitudinale.

$$N_{Proposé} = K \left[\frac{\{(0,0383 \times Période_{Long} + 0,0014) + 0,04\}}{1,5} + 0,2 \right] m \quad (7.8)$$

$$N_{Proposé} = K(0,0255 \times Période_{Long} + 0,2276) m \quad (7.9)$$

L'équation proposée ainsi obtenue (voir la ligne noire sur la Figure 7.16 considérant $K = 1,5$) pourrait être utilisée comme critère d'évaluation de la vulnérabilité sismique de ponts typiques en prédisant les déplacements longitudinaux aux appareils d'appui mobiles pour les comparer aux longueurs d'assise disponibles in situ sur des ponts existants.

Comme la période fondamentale longitudinale peut être estimée par une approche théorique ne nécessitant pas de modélisation détaillée, il est alors possible d'estimer rapidement la longueur d'assise attendue. Il est à noter que pour les modèles de pont étudiés, même lorsque l'estimation théorique de la période est inférieure à celle obtenue par l'analyse modale, tel que pour le modèle 3.2 ($T_{Long. théorique} = 0,053$ s et $T_{Long. analyse} = 0,161$ s), la valeur de N obtenue est respectivement de 343 mm ou 348 mm, soit une erreur de 1,5 %, ce qui a peu d'impact pour cette plage de valeur de périodes. C'est le même constat pour les modèles ayant de plus grandes périodes, tel que pour le modèle 3.1 ($T_{Long. théorique} = 1,223$ s et $T_{Long. analyse} = 0,795$ s), ce qui donne des valeur de N respectivement de 388 mm et 372 mm, soit un écart de 4.3%.

Cette équation éviterait de surévaluer le nombre de ponts pouvant subir des dommages liés à la perte d'appui des tabliers lors d'un séisme. Si la longueur d'assise en place est égale ou supérieure à celle donnée par l'équation proposée, la longueur d'assise serait suffisante pour éviter la perte d'appui. De même, si la longueur d'assise en place est plus petite que celle donnée par l'équation proposée, il y aurait alors des risques d'effondrements des tabliers lié à une perte d'appui. Pour comparaison, les déplacements longitudinaux obtenus des analyses ont été majorés de 300 mm ($K * 200$ mm) et sont représentés par les points bleus dans la Figure 7.16.

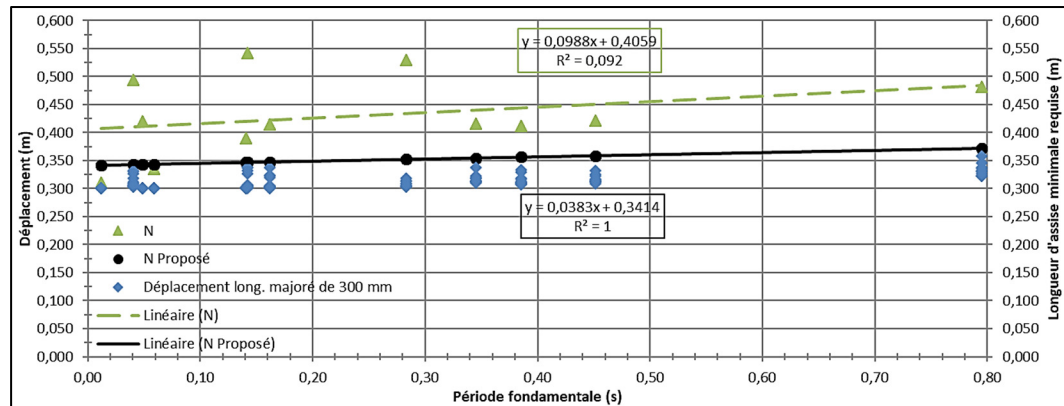


Figure 7.16 Longueurs empiriques d'assise minimale telles que requises au code et telles que proposées selon la période fondamentale de vibration

7.5 Sommaire

Ce chapitre a permis d'évaluer et de quantifier l'influence relative des paramètres géométriques en termes des déplacements du tablier aux appareils d'appui mobiles et de la ductilité en courbure des colonnes sur la vulnérabilité structurale probable des ponts, associée à la perte d'appui du tablier. En s'appuyant sur des relations linéaires ou quadratiques (polynomiales de deuxième degré), l'impact a été considéré, d'abord, distinctement selon le nombre de travées des ponts étudiés; puis, distinctement selon les paramètres géométriques étudiés pour décrire le comportement de l'ensemble des ponts.

Le traitement distinct des analyses des ponts par leur nombre de travées ne permet pas de décrire des tendances claires et cohérentes sur l'impact des paramètres géométriques pour décrire le comportement. De manière générale, le biais de la travée a un impact beaucoup moins important et opposé par rapport à la longueur de la travée ou la hauteur de la colonne. Le paramètre le plus influent quant aux réponses observées, indifféremment du nombre de travée, est la longueur d'une travée qui a plus d'impact que la hauteur d'une colonne du système de pile sur les déplacements obtenus du tablier (longitudinaux et transversaux); alors que la hauteur d'une colonne du système de pile a plus d'impact que la longueur d'une travée sur les ductilités obtenues en courbure. De même, le biais du tablier est le paramètre influençant le moins les réponses sismiques étudiées par rapport à l'influence que peut avoir la longueur

d'une travée ou la hauteur d'une colonne. Aussi, il est plus rigoureux d'étudier le biais sous une forme polynomiale de deuxième degré que sous une forme linéaire, ce qui explique sa présentation quadratique dans l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N .

Enfin, une comparaison a été effectuée quant au calcul de l'équation empirique du code pour les longueurs d'assise minimale, N , par rapport aux déplacements longitudinaux obtenus et par rapport à une analyse statistique par régression linéaire multiple (à plus de deux paramètres). Cela a permis de faire certains constats. Notamment, l'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N , (excluant uniquement le 200 mm de l'interaction sol-structure et du déphasage) prédit systématiquement des longueurs d'assise supérieures aux déplacements. Le rapport entre les déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et la longueur requise d'assise minimale varie de 0,0 % à 43,7 % avec une moyenne de 7,7 % (toujours sans interaction sol-structure et sans déphasage). À la lumière de ces constats, il est donc possible de conclure que l'équation empirique du code pour les longueurs d'assise minimale, N , ne convient pas pour une utilisation dans un contexte d'évaluation, car trop conservatrice, et qu'elle traduit mal, avec ses paramètres géométriques actuels, la demande sismique en déplacements.

Au final, l'équation proposée, $N_{proposé}$, est moins conservatrice que l'actuelle équation empirique du code et elle a l'avantage d'utiliser un seul paramètre structural combiné, la période fondamentale, T , de vibration dans la direction longitudinale, laquelle inclut le rapport m/k qui est déjà une bonne mesure du comportement du pont. Les paramètres géométriques (longueur d'une travée et hauteur d'une colonne du système de pile) donnent une tendance générale, mais peuvent être plus « arbitraires » que le poids ou la masse ainsi que la rigidité du pont qui dictent les principes mécaniques du comportement. Par conséquent, une équation pour la longueur d'assise minimale qui permet d'accommoder, par exemple, des déplacements relatifs entre une culée et un tablier est plus appropriée si elle contient une référence principalement à la période du pont. La fragilité globale des ponts et leur vulnérabilité structurale en termes de la perte d'appui et de l'effondrement des tabliers s'exprime facilement et en cohérence avec la variation des périodes.

CONCLUSION

La perte d'appui représente une vulnérabilité structurale importante pour un pont. Il est donc nécessaire de décrire et quantifier l'impact qu'ont différents paramètres géométriques (macro-variables) sur cette vulnérabilité tout en considérant certaines incertitudes des paramètres structuraux dictant le comportement mécanique (micro-variables). L'idée principale consiste à faire une évaluation de la performance de 12 modèles de ponts représentatifs d'un inventaire de 733 ponts soumis à 14 sollicitations sismiques de l'Est du Canada pour évaluer l'influence des paramètres géométriques (macro-variables) en lien avec le déplacement longitudinal du tablier aux appareils d'appui mobiles, lequel est fortement lié au risque de perte d'appui et d'effondrement des tabliers. L'ensemble des objectifs menant à l'analyse dynamique des ponts et de leur réponse sismique, au développement des courbes de fragilité représentatives ainsi qu'à la quantification de l'influence des paramètres géométriques ont été atteints dans le cadre de cette étude. Le tout a donc permis trouver des solutions qui conviennent au contexte de la pratique de l'ingénierie, ce qui est sans contredit un point fort de la contribution scientifique.

D'abord, différents éléments structuraux vulnérables affectant une éventuelle perte d'appui ont été exposés. Ils sont présentés afin d'en dégager les principaux paramètres géométriques influençant le comportement sismique des ponts. Parmi ceux-ci, on note le nombre de piles et de travées, la longueur des travées, la hauteur des colonnes ainsi que le biais du tablier. Ensuite, une importante revue de littérature expliquant le processus de développement et d'application des courbes de fragilité a été présentée. Ceci inclut la série d'équations nécessaires à l'étude statistique qui mène au développement des courbes de fragilité analytiques basées sur une analyse dynamique non linéaire temporelle. Les plages de valeurs des paramètres considérés ont été déterminées afin de définir, dimensionner et modéliser les modèles de ponts représentatifs de l'inventaire du parc de ponts tout en considérant leur variabilité et leur incertitude. Ces modèles ont ensuite été soumis à un ensemble de sept accélérogrammes historiques et artificiels représentatifs de la sismicité de l'Est du Canada, selon deux directions orthogonales, pour un total de 168 paires pont-séisme.

Il faut rappeler que l'équation empirique du code pour le calcul de la longueur d'assise minimale ne tient pas compte des différences de sismicité entre l'Est et l'Ouest de l'Amérique du Nord et elle est vraisemblablement basée sur des études utilisant des données sismiques de l'Ouest américain où les déplacements sismiques sont plus forts à cause du contenu fréquentiel plus riche en basses fréquences. De ce fait et de ce point de vue, cette étude propose une forme d'équation plus adaptée pour l'Est du Canada pour lequel l'équation actuelle est trop conservatrice. En général, les ponts du Québec seraient donc moins vulnérables aux pertes d'appui et il y aurait plus de vulnérabilité pour l'Ouest du Canada pour la perte d'appui.

L'analyse des principales réponses sismiques, en termes de déplacements et de déformations ainsi que d'efforts et de contraintes dans les différents nœuds caractéristiques et dans différents éléments des modèles de ponts, a permis de déterminer les dommages subis en raison des déformations plastiques des appareils d'appui ou de la plastification des armatures dans certaines colonnes. Les résultats de ces analyses ont aussi permis de générer les courbes de fragilité sismiques et procéder à une évaluation en termes de probabilités de dommages en lien avec la perte d'appui des ponts en fonction des paramètres géométriques étudiés. Les principales observations sont les suivantes :

Réponse dynamique linéaire des ponts :

- Plus la longueur de la travée, la hauteur du système de pile ainsi que la masse ou le poids sismique augmentent plus les périodes augmentent pour les ponts à une travée et trois travées. Pour les ponts à deux travées, il n'y a pas de tendance claire.
- Plus le biais du tablier augmente, plus les périodes augmentent puis diminuent (ou vice versa) pour les ponts à une travée et deux travées alors qu'elles diminuent pour les ponts à trois travées.
- L'influence des paramètres géométriques est davantage liée à la masse et à la rigidité du pont, qui, ensemble, influencent en interaction les périodes. Il est difficile d'isoler l'influence de chaque paramètre géométrique sur la période, car chacun des paramètres peut influencer distinctement la masse et la rigidité et cela ne s'effectue pas nécessairement dans le même sens, d'où des influences indépendantes, mais concomitantes et en interaction.

Réponse dynamique non linéaire des ponts :

- Les comportements non linéaires des éléments (par exemple, les appareils d'appui ou les colonnes) et des modèles de ponts en général sont cohérents aux sollicitations sismiques appliquées et aux lois de comportement non linéaires des matériaux et des éléments considérés. Il y a une certaine proportionnalité du comportement non linéaire (réponse) directement attribuable à la signature et à l'intensité de la sollicitation sismique (demande).
- Les ponts étudiés peuvent subir certains dommages notamment à cause de déplacements pouvant atteindre 0,058 m dans la direction longitudinale et 0,073 m dans la direction transversale. Des déformations plastiques dans les appareils d'appui ont été notées ainsi que des impacts aux joints longitudinalement et transversalement respectivement.
- Certains moments résistants sont dépassés et il y a une fissuration du béton non confiné et du béton confiné ainsi qu'une plastification des armatures dans certaines colonnes. Ces dernières dépassent leur capacité structurale pour supporter les charges verticales. Il y a donc des vulnérabilités structurales et des risques d'effondrement des ponts étudiés, ce qui nécessite une analyse de fragilité.
- Le traitement distinct des analyses des ponts par leur nombre de travées ne permet pas de décrire des tendances claires et cohérentes sur l'impact des paramètres géométriques pour décrire le comportement, car leur influence est indépendante et concomitante, d'où une interaction entre ceux-ci.
- La longueur d'une travée a plus d'impact que la hauteur d'une colonne du système de pile sur les déplacements obtenus (longitudinaux et transversaux); alors que la hauteur d'une colonne du système de pile a plus d'impact que la longueur d'une travée sur les ductilités en courbure obtenues.
- Le biais du tablier est le paramètre influençant le moins les réponses sismiques étudiées par rapport à l'influence que peut avoir la longueur d'une travée ou la hauteur d'une colonne. Il est plus rigoureux d'étudier le biais sous une forme polynomiale de deuxième degré que sous une forme linéaire.

Fragilité des ponts :

- Les données et les courbes de fragilité (*PSDM*, coefficients et graphiques) présentées n'ont pas permis de dégager une influence relative en termes du nombre de travées ou d'un paramètre géométrique en particulier. Cela s'explique par l'interaction des paramètres géométriques qui a été observée dans les résultats d'analyse.
- En lien avec l'analyse des déplacements longitudinaux du tablier aux appareils d'appui mobiles, une seule tendance claire et cohérente est respectée pour les ponts à trois travées, soit plus la hauteur des colonnes augmente, plus la fragilité des ponts à trois travées augmente.
- Si un mouvement de culée estimé à 200 mm est ajouté ou survient dans le cas réel d'un séisme (voire même 300 mm s'il est majoré par le coefficient de modification, $K = 1,5$), cela représenterait des dommages complets selon les limites établies pour les critères de réponses, et ce, dans tous les cas des ponts étudiés.
- L'importance et l'exactitude d'utiliser un paramètre structural combiné, soit la période fondamentale de vibration dans la direction longitudinale des ponts, a été démontré afin d'exprimer plus facilement et en cohérence la fragilité globale des ponts et leur vulnérabilité structurale en termes de la perte d'appui et de l'effondrement des tabliers.

Équations liées à la longueur d'assise minimale et aux déplacements longitudinaux obtenus :

- L'équation empirique de la longueur d'assise minimale, N , (excluant uniquement le 200 mm de l'interaction sol-structure et du déphasage) prédit systématiquement des longueurs d'assise supérieures aux déplacements obtenus des analyses.
- L'utilisation de l'équation empirique du code pour prédire les longueurs d'assise minimale, N , aux appareils d'appui mobiles est trop conservatrice dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts existants. Elle traduit mal, avec ses paramètres géométriques actuels, la demande sismique en déplacements.
- Une manière plus représentative pour décrire l'évaluation du risque réel consiste à utiliser les coefficients de l'analyse statistique à l'aide d'une régression linéaire multiple à cinq paramètres. Dans tous les cas étudiés, les demandes sismiques en déplacement augmentent

avec la longueur de la travée et la hauteur de la colonne. Pour le biais, il n'y a pas de tendance claire observée puisque la tendance pour les demandes sismiques est très peu marquée, voire presque nulle (très légère augmentation ou diminution).

- Une alternative consiste à évaluer la réponse structurale en considérant la période fondamentale de vibration, T , dans la direction longitudinale qui est un paramètre plus rigoureux et plus précis pour définir le comportement sismique d'un pont, notamment en termes de déplacements relatifs aux appareils d'appui mobiles entre les culées et les tabliers. En plus de déjà considérer le rapport m/k , et donc de contribuer à une forte corrélation, la tendance est encore plus claire et plus appropriée.
- Une régression linéaire multiple à trois paramètres, incluant la période et le biais du tablier, permet de mieux prédire les demandes sismiques en déplacements longitudinaux relatifs entre les culées et les tabliers. Ainsi, une nouvelle équation proposée pour prédire la longueur requise d'assise minimale, $N_{Proposé}$, aux appareils d'appui mobiles des structures de ponts existants est plus appropriée et plus précise si elle inclut une référence à la période fondamentale de vibration, T , dans la direction longitudinale des ponts. Négliger le biais du pont a peu d'impact sur les valeurs prédites des déplacements longitudinaux lors des analyses des ponts existants. De même, tel qu'il a été noté précédemment, une marge d'erreurs sur le calcul desdites périodes (approche simplifiée par calcul manuel théorique versus approche calculée à partir d'analyses numériques) n'affecte pas significativement les valeurs de déplacements longitudinaux qui sont prédits selon les demandes sismiques. L'équation proposée permettrait, dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité des ponts, de mieux comparer les déplacements longitudinaux aux appareils d'appui mobiles avec les longueurs d'assise mesurées in situ pour des ponts existants.

Cette étude a permis de tirer des conclusions constructives afin de mieux connaître et comprendre le comportement (vulnérabilité structurale et fragilité) des ponts existants lors d'un séisme. Cela a ainsi permis de mieux décrire et quantifier l'impact, notamment en termes de probabilités, des paramètres géométriques étudiés sur la fragilité structurale d'un pont associé à la perte d'appui et à l'effondrement des tabliers. Il a ensuite été démontré la pertinence d'utiliser un paramètre combiné, comme la période fondamentale de vibration, T , dans la

direction longitudinale des ponts, afin de mieux décrire la fragilité globale de ceux-ci. Par conséquent, une équation proposée pour prédire les longueurs d'assise minimale aux appareils d'appui mobiles, $N_{Proposé}$, ayant comme paramètre la période fondamentale de vibration, T , dans la direction longitudinale du pont (donc incluant intrinsèquement le rapport m / k) serait une alternative raisonnable pour englober l'enveloppe des déplacements relatifs possibles. Les coefficients présentés dans les équations ont amélioré la prédiction des valeurs de déplacements longitudinaux et, donc, la prédiction du comportement sismique du pont. Il s'agit d'une contribution importante à l'avancement des connaissances tout en laissant place à certains raffinements éventuels pour l'applicabilité, tant dans un contexte d'évaluation que dans un contexte de conception, de l'équation pour le calcul des longueurs d'assise minimale.

RECOMMANDATIONS

Afin d'améliorer d'avantage l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts en lien avec la perte d'appui, les recommandations suivantes peuvent être faites.

De manière générale, une réduction des limitations de cette étude permettrait de préciser les déplacements longitudinaux aux appareils d'appui mobiles ainsi que de raffiner les courbes de fragilité. Ainsi, certaines recommandations s'imposent pour la poursuite des travaux afin de mieux qualifier et quantifier l'influence des paramètres géométriques associés à la perte d'appui et à l'effondrement des tabliers ainsi que de préciser l'équation proposée pour la prédiction de l'ensemble des déplacements longitudinaux aux appareils d'appui mobiles, et ce, toujours dans un contexte d'évaluation de la vulnérabilité structurale d'un pont existant :

- Considérer un échantillon de modèles plus large de l'inventaire du parc de ponts existants en supplément de ceux déjà étudiés dans cette thèse en considérant d'autres types de pont (classe ou nombre de travée, conditions de retenues du tablier, valeurs ou attributs pour les paramètres géométriques ou structuraux, etc.) afin d'élargir le bassin d'étude en fonction de masses et de rigidités différentes ainsi qu'afin d'inclure plus de variabilité dans le biais pour mieux conclure sur leur influence respective et pour améliorer la précision de leurs coefficients;
- Maximiser l'étude du potentiel de risque de perte d'appui pour un pont en biais en appliquant au modèle la composante majeure du séisme avec le même biais de sorte que le déplacement maximal se produise perpendiculairement à l'assise. Aussi, prendre compte le fait que la masse du pont n'est pas uniformément répartie, où son centre de masse ne correspond pas à son centre de rigidité (par exemple, dans le *CNBC*, on tient compte d'une excentricité accidentelle, et il y a souvent un trottoir d'un seul côté qui résulte en un décalage du centre de masse), afin de créer une torsion/rotation favorisant la perte d'appui.
- Considérer, pour les longueurs de travées et pour les hauteurs des colonnes, l'introduction des irrégularités en plan et en élévation, voire des irrégularités en courbure, dans les paramètres géométriques;

- Considérer différentes conditions de retenues du tablier pour différencier les classes de ponts à travées simplement appuyées versus celles propres aux ponts à travées intégrales ou continues, voire même pour les ponts isolés bien que généralement mieux conçus et plus récents qui auraient ainsi leur vulnérabilité mitigée;
- Fixer ou évaluer distinctement les propriétés structurales (micro-variable) (par exemple, propriétés mécaniques des tabliers, propriétés mécaniques des systèmes de piles, propriétés des appareils d'appui, propriétés d'entrechoquement des joints de tablier-culée ou de tablier-tablier, propriétés des matériaux comme le f'_c et le f_y , etc.) quant à leur influence sur l'ensemble du comportement (vulnérabilité structurale et fragilité) des ponts existants lors d'un séisme;
- Considérer l'interaction sol-structure (culées et fondations rigides) et le déphasage dans les analyses numériques, car le comportement du sol, les déplacements et les rotations des culées et des fondations ainsi que les déplacements et rotations déphasés entre les différentes parties du pont jouent aussi un rôle important;
- Obtenir les enregistrements historiques et générer les accélérogrammes artificiels pour toutes les classes de site, voire aussi pour la région de l'Ouest du Canada, et ce, en respect des dernières données de sismicité en vigueur, dont celles du *CNBC-2020* qui donne les spectres de la 6^e génération de l'aléa sismique impliquant plus de déplacements sismiques de l'ordre d'environ 40 % (ce qui va augmenter la vulnérabilité), et en respect d'une plage de périodes mieux ciblée pour l'étalonnage pour chacun des modèles;
- Varier, de la sorte, la modélisation pont-séisme avec de multiples paires de modèles structuraux et les analyser respectivement avec les différentes sollicitations sismiques;
- Effectuer une analyse de l'interaction des paramètres jugés pertinents par l'étude avec une régression non linéaire ou une analyse de la variance (« *Analyse of variance – ANOVA* »).

Plusieurs facteurs contribuent à la vulnérabilité structurale d'un pont, et leur inclusion ou non dans une étude est fonction de l'objectif de celle-ci. Ainsi, des facteurs non considérés dans le cadre de cette thèse pourraient être pris en compte pour des études visant à en élargir la portée, comme :

- un niveau de détérioration structural au cours des années;
- des modifications non structurales;
- une configuration irrégulière (pont courbe) et complexe (moins conventionnelle et plus spéciale);
- un espace insuffisant engendrant des chocs entre deux tabliers adjacents aux joints de dilatation ou entre un tablier et une culée adjacents aux extrémités du pont;
- un sol mou et des conditions de sites défavorables;
- un mouvement de sol intense;
- une défaillance des appareils d'appui ne répondant pas à la demande;
- une année de construction précédant l'introduction des exigences de conception parasismiques dans les codes de référence;
- un non-respect des codes de conception en vigueur lors de la construction;
- une qualité discutable dans l'exécution des travaux lors de la construction.

ANNEXE I

COMPORTEMENT DU SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT LATÉRAL

Par système de contreventement latéral, il est entendu les systèmes de piles et/ou les colonnes. C'est ce système, soit l'infrastructure du pont, qui reprend principalement les efforts sismiques.

I.1 Type de contreventement latéral

Le type, la configuration géométrique et l'armature de ce système sont primordiaux, car ils affectent directement la fragilité de cet élément et du système de pont dans son ensemble. Ils dépendent des exigences structurales, voire architecturales, et des conditions du site. Quatre grandes classes de système de contreventement latéral existent, soient les piles-murs (voir la Figure-A I-1), les piles-colonnes (voir la Figure-A I-2), les cadres ou les portiques ainsi que les contreventements triangulés (voir la Figure-A I-3) (Gouider, 2011).

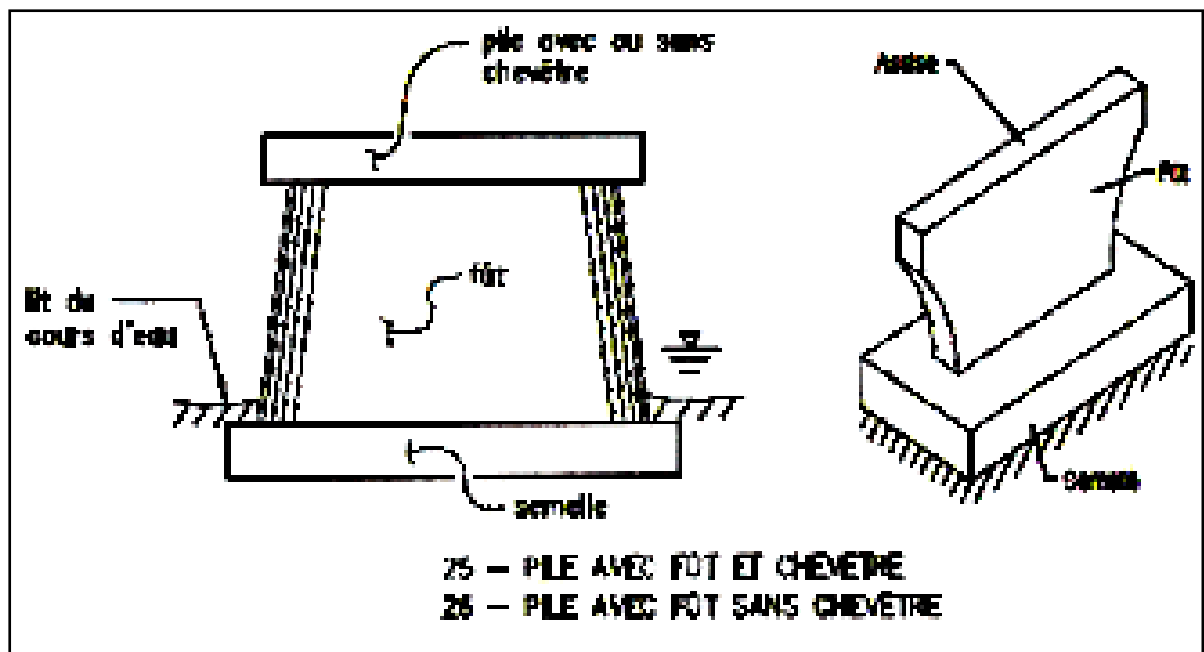


Figure-A I-1 Exemples de piles-murs
Tirée de Gouider (2011)

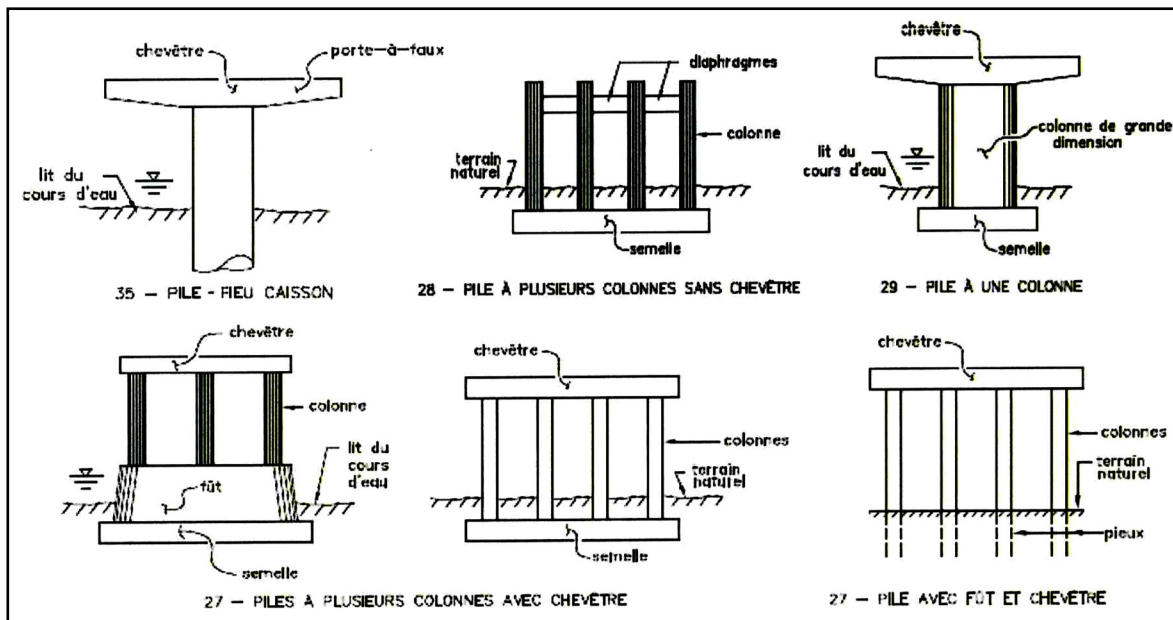


Figure-A I-2 Exemples de piles-colonnes
Tirée de Gouider (2011)

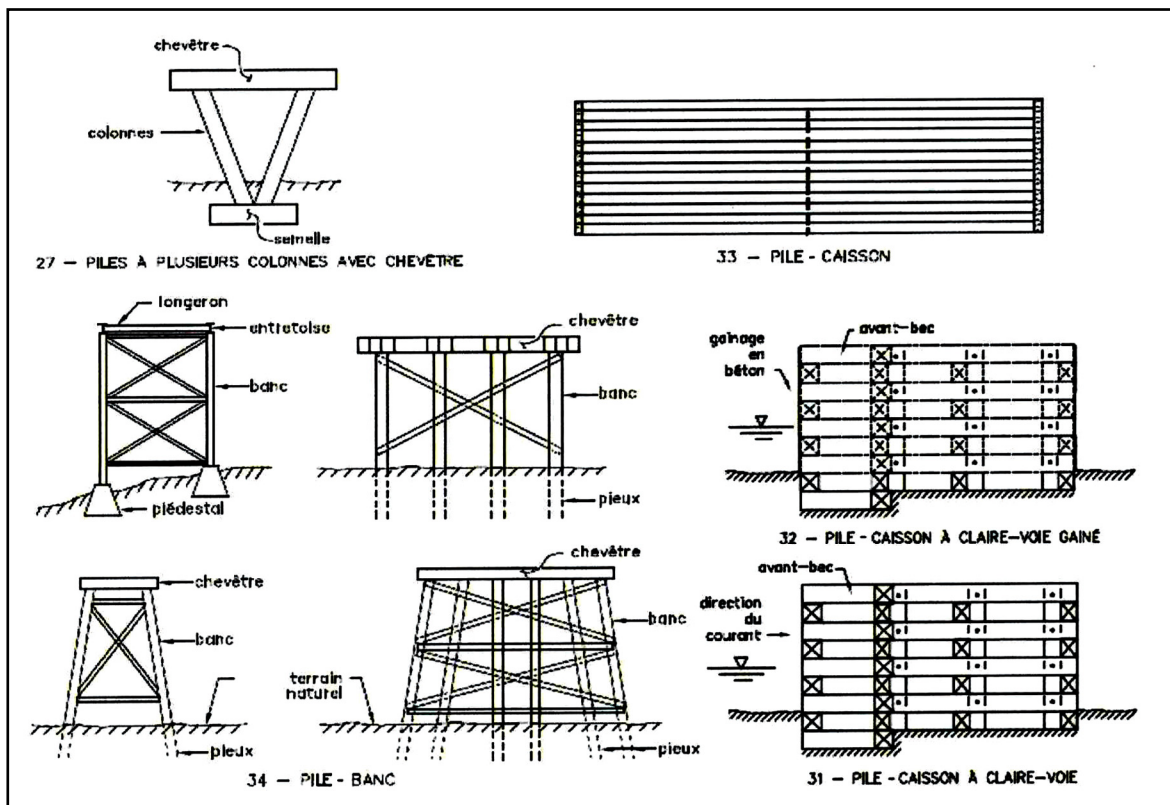


Figure-A I-3 Exemples de piles spéciales et par contreventement triangulé
Tirée de Gouider (2011)

I.2 Conception

À cet égard, dans le domaine des ponts, la pratique courante consiste à concevoir les colonnes, voire la pile, de sorte que la capacité en chargement latéral est limitée à la résistance en flexion desdites colonnes et où les éléments de connexion doivent être suffisamment forts afin que la colonne cède, colonne devant donc être conformément ductile pour supporter la déformation imposée (Moehle & Eberhard, 2003). Cette approche de la « colonne faible » n'est pas nécessairement bien respectée, surtout pour les ponts plus âgés; ce qui fait en sorte que les colonnes sont sujettes à une grande demande sismique non linéaire lors de forts séismes et la défaillance, cause primaire d'effondrement d'un pont, survient en termes de perte de capacité structurale pour supporter les charges verticales (Moehle & Eberhard, 2003).

I.3 Armature et ferrailage

Au-delà du type de système de contreventement latéral choisi (colonne[s] versus pile-mur) et de la configuration choisie (une colonne par pile, plusieurs colonnes par pile, colonnes circulaires, colonnes rectangulaires ou carrées, dimensions des colonnes et de la pile-mur, etc.), la qualité, la quantité et la disposition des armatures jouent un rôle majeur dans le comportement sismique du pont.

Un ferrailage inadéquat, voire un faible confinement induit sur le béton (*voir* la Figure-A I-4), peut limiter la capacité de la colonne à se déformer de manière inélastique et peut produire des défaillances en flexion (*voir* la Figure-A I-5), en cisaillement (*voir* la Figure-A I-6), de chevauchement de l'armature (*voir* la Figure-A I-7) et/ou d'ancrage au bas ou au haut des colonnes (*voir* la Figure-A I-8) ou, dans le cas des colonnes en acier, de flambement (*voir* la Figure-A I-9) (Moehle et Eberhard, 2003).

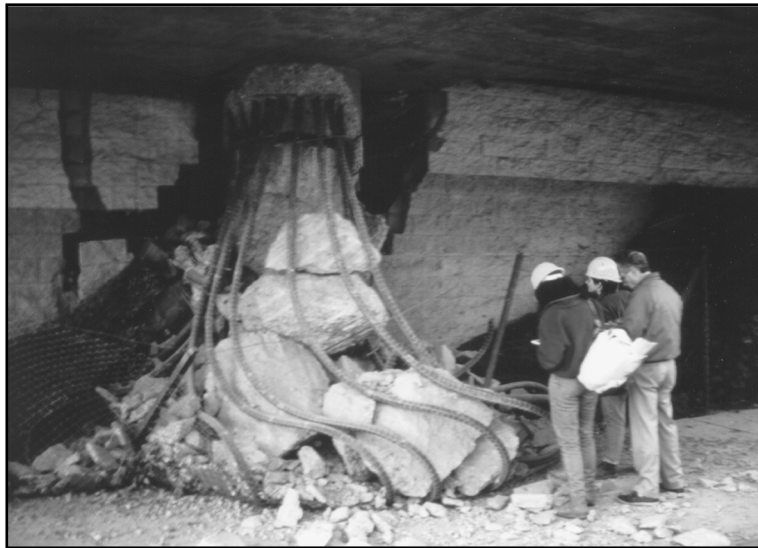


Figure-A I-4 Dégradation d'une colonne manquant de barres d'armature transversales rapprochées sur le viaduc La Cienaga-Venise lors du séisme de Northridge en 1994
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)



Figure-A I-5 Ductilité en flexion insuffisante pour (gauche) le viaduc de la route San Fernando lors du séisme de San Fernando en 1971 et pour (droite) l'autoroute Hanshin lors du séisme de Hyogo-Ken Nanbu en 1995
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)



Figure-A I-6 Défaillance en cisaillement de colonnes avec faible quantité de barres d'armature transversales du viaduc de la route 5/210 lors du séisme de San Fernando en 1971
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)



Figure-A I-7 Défaillance d'une colonne avec barres d'armature se terminant près de la mi-hauteur et avec chevauchement insuffisant lors du séisme de Hyogo-Ken Nanbu en 1995
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)



Figure-A I-8 Flambement d'une colonne en acier de l'autoroute Hanshin
lors du séisme de Hyogo-Ken Nanbu en 1995
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)



Figure-A I-9 Défaillance à la base des colonnes avec ancrage inadéquat des barres d'armature longitudinales lors du séisme de San Fernando en 1971
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)

Cela démontre la nécessité que la colonne possède un chevauchement important des barres d'armatures longitudinales afin que cette dernière puisse développer son entière capacité en flexion. De même, un bon confinement serré et bien localisé fait en sorte que la colonne peut mieux résister aux efforts et déformations induits, notamment en cisaillement, en augmentant la ductilité. Elle est donc à même de supporter et de reprendre des charges verticales tout en résistant et en subissant des charges sismiques latérales.

I.4 Rotules plastiques

Ceci amène à présenter le concept des rotules plastiques. Sous l'effet de petits déplacements horizontaux, une pile en béton armé se déformera dans le domaine élastique suivant l'effet de

sa rigidité horizontale. Comme le rapporte Gouider (2011), « en atteignant le domaine plastique, la capacité de la structure à résister aux grands déplacements est conditionnée par la formation des rotules plastiques (voir la Figure-A I-10), on évoque alors la notion des structures ductiles. »

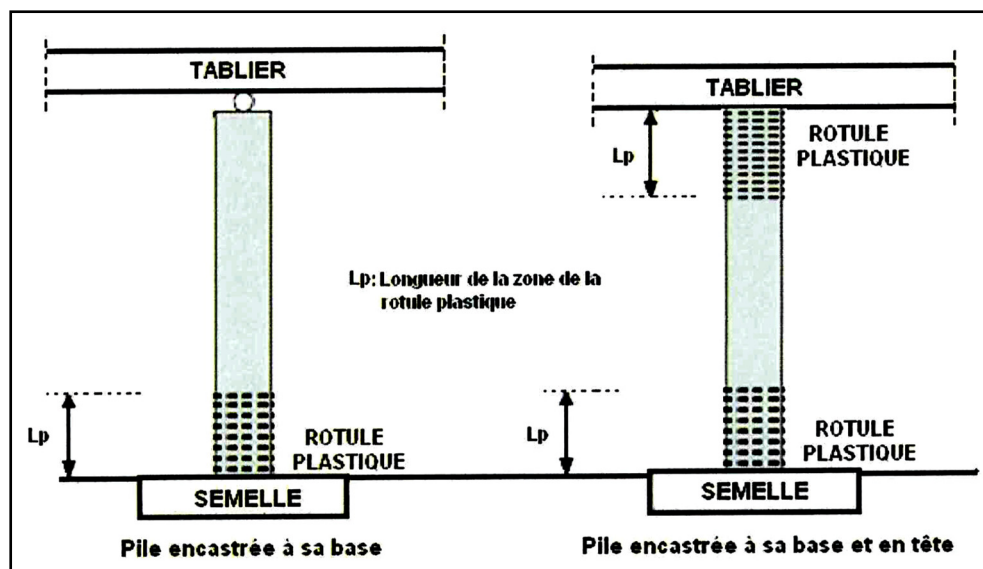


Figure-A I-10 Zones de formation des rotules plastiques
Tirée de Gouider (2011)

Cette ductilité, comme il a été mentionné, est fonction de la disposition des armatures longitudinales et transversales dans les zones de rotules plastiques sur une structure en béton armé. Sur une structure en acier, la section de l'acier de la pile guidera la ductilité de cet élément. Ainsi, il y a plastification dans une zone bien définie par la formation des rotules plastiques (L_p) là où le montre la Figure-A I-10. En conséquence, il y a un certain degré d'endommagement localisé dans cette zone de la colonne, sans pour autant mener à la rupture complète de l'élément. Par exemple, lors du séisme de Northridge en 1994, un élément architectural, rigidifiant la partie supérieure de la colonne sur le viaduc Mission-Gothic de la route 118, a forcé la colonne à céder dans sa partie inférieure pour laquelle la conception, par manque de confinement, est insuffisante pour résister à la demande requise (voir la Figure-A I-11). Ceci constitue une démonstration de l'incapacité actuelle de certaines piles à subir des déformations dans le domaine plastique.



Figure-A I-11 Effet d'un élément architectural sur le viaduc Mission-Gothic
de la route 118 lors du séisme de Northridge en 1994
Tirée de Moehle et Eberhard (2003)

Enfin, tout ceci témoigne qu'un bon arrangement de l'armature et en quantité suffisante ainsi que l'utilisation de la redondance latérale permet souvent de résoudre une bonne partie des problèmes liés au système de contreventement latéral.

À cet égard, la redondance latérale consiste à une présence de plusieurs éléments ou colonnes dans le sens transversal. Gouider (2011) ajoute que cette hyperstaticité permet de répartir plus favorablement les sollicitations sismiques ce qui a comme effet qu'une défaillance locale n'impliquera pas forcément l'effondrement complet de l'ouvrage. Il conclut que « plus la redondance latérale d'un pont augmente, plus sa vulnérabilité sismique diminue ».

ANNEXE II

TABLEAUX DES ÉTATS LIMITES DE DOMMAGES

Damage State		Description
0	No damage	No damage to the structure.
1	Minor	Hairline cracks. Cracks at column top and bottom (1.4 to 1.6mm). Spalls at column faces, spalled column flares (flare ratio = $< 1/3$ or adequate reinforcement exists). Flare is the relation of height and column height. Cracks at bent cap connection.
2	Moderate	Shear cracks. Spalled column flares (flare ratio $< 1/3$ or inadequate reinforcement exists). Flexural failure (formation of plastic hinges, buckling of longitudinal reinforcement over a length of one column diameter). Cracks exposing core.
3	Severe	Shear failure Flexural failure without formation of plastic hinges due to inadequate confinement (due to steel rupture or broken welds), inadequate anchorage of the steel, inadequate lap splices. Vertical pull of the longitudinal column reinforcement. Ground displacement at column base. Tilting of substructure due to foundation failure.
4	Collapse	Column collapse.

Figure-A II-1 Description des dégâts associés aux états limites de dommages
Tirée de Tavares et al. (2010) et adaptée de Basöz et al. (1999)

Limit State		Description
Slight		Minor cracking and spalling to the abutment, cracks in shear keys at abutments, minor spalling and cracks at hinges, minor spalling at the column (damage requires no more than cosmetic repair) or minor cracking to the deck.
Moderate		Any column experiencing moderate (shear cracks) cracking and spalling (column structurally still sound), moderate movement of the abutment (<2"), extensive cracking and spalling of shear keys, any connection having cracked shear keys or bent bolts, keeper bar failure without unseating, rocker bearing failure or moderate settlement of the approach.
Extensive		any column degrading without collapse – shear failure – (column structurally unsafe), significant residual movement at connections, or major settlement approach, vertical offset of the abutment, differential settlement at connections, shear key failure at abutments.
Complete		any column collapsing and connection losing all bearing support, which may lead to imminent deck collapse, tilting of substructure due to foundation failure.

a)

N	No damage	No damage to the structure
S	Slight/minor damage	Minor cracking and spalling of the abutments, cracks in shear keys at abutments, minor spalling and cracks at hinges, minor spalling of the column (damage requires no more than cosmetic repair), or minor cracking of the deck.
M	Moderate damage	Any column experiencing moderate (shear cracks) cracking and spalling (column still sound structurally), moderate movement of the abutment (< 50 mm), extensive cracking and spalling of shear keys, any connection having cracked shear keys or bent bolts, keeper-bar failure without unseating, rocker-bearing failure, or moderate settlement approach.
E	Extensive damage	Any column degrading without collapse - shear failure - (column structurally unsafe), significant residual movement at connections, or major approach settlement, vertical offset of the abutment, differential settlement at connections, shear-key failure at abutment.
C	Complete damage	Any column collapsing and connection losing all bearing support, which may lead to imminent deck collapse or tilting of substructure due to foundation failure.

b)

Figure-A II-2 États limites de dommages

Tirée de a) Nielson (2005) et b) Tavares (2012) et adaptée de *HAZUS-MH* (Federal Emergency Management Agency, 2003)

Tableau-A II-1 Critères de performance
Tiré du *CAN/CSA-S6-2019*

Service/Dommage		Critères de performance
<p>Service immédiat :</p> <p>Le pont doit être pleinement opérationnel pour la circulation régulière, et les travaux de réparation ne causent aucune interruption du service.</p>	<p>Dommages mineurs</p>	<ul style="list-style-type: none"> • État général : Le pont doit demeurer essentiellement élastique avec des dommages minimaux qui n'ont aucune incidence sur son niveau de performance. • Ouvrages en béton : Les déformations de compression du béton ne doivent pas être supérieures à 0,006 et les déformations de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser 0,010. • Ouvrages en acier : Les déformations de l'acier ne doivent pas dépasser la limite d'élasticité. Il ne doit y avoir aucun voilement ou flambement. • Assemblages : Les déplacements résiduels, tassements, translations ou rotations de l'ouvrage ou des fondations, y compris les murs de soutènement et les murs en aile, ne doivent pas compromettre le niveau de performance. • Appareils d'appui et joints : Ne doivent pas avoir à être remplacés sauf en cas de dommages éventuels à des garnitures d'étanchéité. • Éléments de retenue : Les dommages doivent être négligeables et il ne doit y avoir aucune perte de capacité en déplacement des systèmes de retenue ou des éléments liés. • Fondations : Les mouvements de la fondation doivent être limités seulement à de légers désalignements des travées ou à un tassement de certaines piles ou approches qui ne nuisent pas à la circulation régulière, à condition qu'aucune réparation ne soit nécessaire.
<p>Service limité :</p> <p>Le pont doit être opérationnel pour la circulation des véhicules d'urgence et réparable sans devoir être fermé. Au moins 50% des voies, sans être moins qu'une voie, doivent demeurer opérationnelles. Le service régulier doit être rétabli dans un délai d'un mois.</p>	<p>Dommages réparables</p>	<ul style="list-style-type: none"> • État général : Il est possible qu'il y ait certains comportements inélastiques ainsi que des dommages modérés; toutefois, les membrures principales ne doivent pas avoir à être remplacées, doivent être réparables sur place et être en mesure de supporter la charge morte plus la surcharge nécessaire pour satisfaire aux critères de performance de service pendant les travaux de réparation. • Ouvrages en béton : Les déformations en traction de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser 0,025. • Ouvrages en acier : Il ne doit y avoir aucun flambement des membrures principales. Il pourrait y avoir un flambement des membrures secondaires à condition que la stabilité soit préservée. Il ne doit y avoir aucune rupture de l'aire nette des membrures principales aux assemblages. • Assemblages : Les assemblages principaux ne doivent pas être altérés. • Déplacements : Aucun décalage permanent ne doit nuire au service et aux travaux de réparation du pont. Aucun tassement résiduel ni aucune rotation de l'ouvrage principal ne doivent s'être produits. Il pourrait y avoir certains mouvements des murs en aile à condition qu'ils puissent être réparés et que la performance soit maintenue. • Appareils d'appui et joints : Les appareils d'appui en élastomère pourraient être remplacés à condition que les exigences de service soient respectées. Si les autres appareils d'appui subissent des dommages, ceux-ci ne doivent pas compromettre l'intégrité de l'ouvrage ni le respect des exigences de service. Les joints pourraient être remplacés. • Éléments de retenue : Les éléments de retenue ne doivent pas se rompre et doivent être en mesure d'empêcher une perte de travée en cas de répliques sismiques. Les dommages subis par les éléments de retenue qui supportent les éléments, comme les diaphragmes d'extrémité ou l'unité de fondation, doivent pouvoir être réparés sans entraîner la fermeture du pont. • Les déformations du sol doivent être atténuées de manière que les décalages permanents des fondations soient faibles et que les objectifs précisés ci-dessus en matière de réparation puissent être atteints. Les décalages de fondations doivent être limités de manière que les réparations permettent de ramener la structure à sa capacité opérationnelle d'origine.

Service/Dommage	Critères de performance	
<p>Service interrompu :</p> <p>Le pont doit être opérationnel pour des véhicules d'urgence à la suite d'une inspection. Le pont doit être réparable. Les réparations du pont pour le rétablissement du plein service pourraient nécessiter une fermeture du pont.</p>	Dommages importants	<ul style="list-style-type: none"> • État général : Un comportement inélastique est envisagé. Des membrures pourraient avoir subi des dommages visibles importants, tels qu'un éclatement du béton et un flambement des contreventements, mais il ne doit y avoir aucune dégradation de la résistance. Les membrures doivent être en mesure de supporter la surcharge d'une voie de plus dans chaque direction (afin de tenir compte des véhicules d'urgence), incluant les effets P-delta, sans que le pont s'effondre. • Ouvrages en béton : l'éclatement du béton est acceptable, mais le béton du noyau confiné ne doit pas subir une déformation supérieure à 80% de sa limite ultime permise pour le béton confiné. Les déformations en traction de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser 0,05. • Ouvrages en acier : Il ne doit y avoir aucun flambement des éléments qui supportent des charges gravitaires. • Assemblages : Il pourrait y avoir des distorsions importantes des joints, mais les assemblages doivent conserver leur intégrité structurelle sous l'effet de la gravité. • Déplacements structuraux : Il pourrait y avoir des décalages permanents à condition qu'ils n'empêchent pas une circulation des véhicules d'urgence à la suite d'une inspection ni un rétablissement complet du service du pont une fois les importants travaux de réparation terminés. • Fondations : Les mouvements latéraux et verticaux doivent être limités de manière que les véhicules d'urgence puissent circuler sur le pont. Les décalages de fondations doivent être limités de manière que les réparations permettent de ramener la structure à sa capacité opérationnelle d'origine. • Appareils d'appui et joints : Les appareils d'appui pourraient être endommagés ou les poutres pourraient ne plus reposer sur les appareils d'appui, mais les poutres doivent avoir une longueur d'assise et une connectivité suffisantes pour permettre aux véhicules d'urgence de circuler. Il pourrait être nécessaire de remplacer les appareils d'appui et les joints. • Éléments de retenue : Les systèmes de retenue pourraient avoir été endommagés, mais ne doivent pas subir de défaillance.
<p>Sécurité des personnes :</p> <p>L'ouvrage ne doit pas s'effondrer et doit permettre de procéder à une évacuation sans danger.</p>	Remplacement probable	<ul style="list-style-type: none"> • État général : Les travées du pont doivent être en place, mais le pont risque de ne pas être opérationnel et pourrait nécessiter des réparations majeures ou un remplacement. • Ouvrages en béton : Les dommages n'entraînent pas l'écrasement du béton du noyau confiné. Les déformations en traction de l'acier d'armature ne doivent pas dépasser 0,075; toutefois, les déformations des barres d'armature en acier 35M ou plus ne doivent pas dépasser 0,060. • De grandes distorsions de poutres et de joints poutre poteau pourraient se produire. • Les membrures doivent être capables de supporter la charge morte plus 30% des surcharges, à l'exclusion des impacts, mais y compris les effets P-delta, sans s'effondrer. • Les assemblages sollicités en flexion pourraient subir des ruptures qui n'entraînent pas une augmentation importante des risques d'effondrement. Les assemblages qui transmettent l'effort de cisaillement doivent demeurer intacts. • Déplacements : Les décalages permanents doivent être limités de sorte que le pont puisse être évacué sans danger. • Fondations : Les mouvements latéraux et verticaux du sol ne doivent pas provoquer un effondrement de la superstructure du pont ni empêcher les opérations d'évacuation.

Damage State	Descriptor for Degree of Damage	Post-earthquake Utility of Structure	Repairs Required	Time of Outage Expected
1	None (pre-yield)	Normal	None	—
2	Minor/Slight	Slight damage	Inspect, adjust, patching	<3 days
3	Moderate	Repairable damage	Repair components	<3 weeks
4	Major/Extensive	Irreparable damage	Rebuild components	<3 months
5	Complete/Collapse	Irreparable damage	Rebuild structure	>3 months

Figure-A II-3 Types de réparations et chronologie associée
Tirée de Mander (1999)

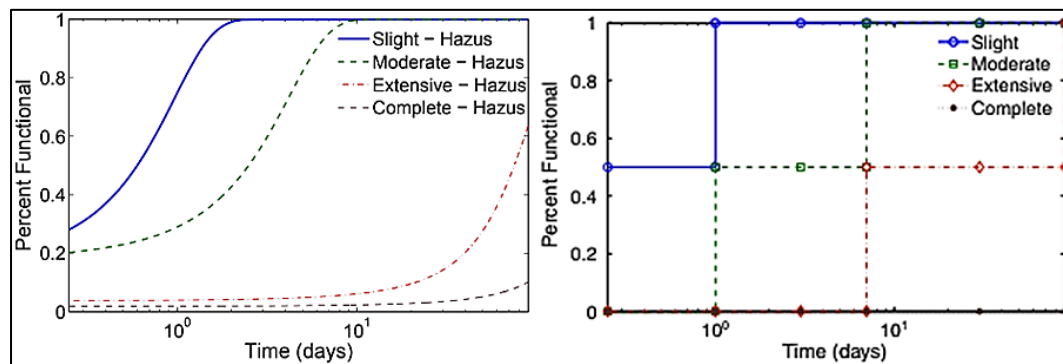


Figure-A II-4 Courbes de restauration de la fonctionnalité du pont
Tirée à gauche de Nielson (2005) et adaptée de HAZUS-MH du
Federal Emergency Management Agency (2003)
ainsi qu'à droite de Nielson et DesRoches (2007)

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

Figure-A II-5 Niveaux de sécurité
Adaptée du FEMA 356 du
Federal Emergency Management Agency (2000)

Damage State	No Damage	Slight Damage	Moderate Damage	Extensive Damage	Complete Damage
Columns (μ)	$\mu < 1.0$	$1.0 < \mu < 2.0$	$2.0 < \mu < 4.0$	$4.0 < \mu < 7.0$	$7.0 < \mu$
Fixed Bearings High Type (δ , mm)	$\delta < 1$	$1 < \delta < 6$	$6 < \delta < 20$	$20 < \delta < 40$	$40 < \delta$
Expansion Bearings (δ , mm)	$\delta < 50$	$50 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
Fixed Dowels (δ , mm)	$\delta < 8$	$8 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
Expansion Dowels (δ , mm)	$\delta < 30$	$30 < \delta < 100$	$100 < \delta < 150$	$150 < \delta < 255$	$255 < \delta$
Abutments in Active Action (δ , mm)	$\delta < 4$	$4 < \delta < 8$	$8 < \delta < 25$	$25 < \delta < 50$	$50 < \delta$
Abutments in Passive Action (δ , mm)	$\delta < 7$	$7 < \delta < 15$	$15 < \delta < 37$	$37 < \delta < 146$	$146 < \delta$

Figure-A II-6 Définition des états limites de dommages en fonction des éléments du pont
Tirée de Choi et al. (2004)

Component	Slight	Moderate	Extensive	Complete
Concrete Column (μ_ϕ)	1.0	1.58	3.22	6.84
High-Steel Bearing Fixed-Long (mm)	6	20	40	255
High-Steel Bearing Fixed-Tran (mm)	6	20	40	255
High-Steel Bearing Rocker-Long (mm)	50	100	150	255
High-Steel Bearing Rocker-Tran (mm)	6	20	40	255
Low-Steel Bearing Fixed-Long (mm)	6	20	40	255
Low-Steel Bearing Fixed-Tran (mm)	6	20	40	255
Low-Steel Bearing Sliding-Long (mm)	50	100	150	255
Low-Steel Bearing Sliding-Tran (mm)	6	20	40	255
Elastomeric Bearing Fixed-Long (mm)	30	100	150	255
Elastomeric Bearing Fixed-Tran (mm)	30	100	150	255
Elastomeric Bearing Expan-Long (mm)	30	100	150	255
Elastomeric Bearing Expan-Tran (mm)	30	100	150	255
Abutment-Active (mm)	4	8	25	50
Abutment-Tran (mm)	4	8	25	50

Figure-A II-7 Valeurs médianes pour des états limites de dommages prescriptifs
Tirée de Nielson (2005)

Component	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	S_c	β_c	S_c	β_c	S_c	β_c	S_c	β_c
Columns								
Non-seismically designed	1.0	0.25	1.58	0.25	3.22	0.47	4.18	0.47
Seismically designed	1.0	0.25	5.11	0.25	7.50	0.47	9.00	0.47
Elastomeric bearing pads with steel dowels								
Fixed bearing – Long. (mm)	30.0	0.25	100.0	0.25	150.0	0.47	255.0	0.47
Fixed bearing – Trans. (mm)	30.0	0.25	100.0	0.25	150.0	0.47	255.0	0.47
Expansion bearing – Long. (mm)	30.0	0.25	100.0	0.25	150.0	0.47	255.0	0.47
Expansion bearing – Trans (mm)	30.0	0.25	100.0	0.25	150.0	0.47	255.0	0.47
Steel bearings								
Fixed bearing – Long. (mm)	6.0	0.25	20.0	0.25	40.0	0.47	255.0	0.47
Fixed bearing – Trans. (mm)	6.0	0.25	20.0	0.25	40.0	0.47	255.0	0.47
Expansion bearing – Long. (mm)	6.0	0.25	20.0	0.25	40.0	0.47	255.0	0.47
Expansion bearing – Trans (mm)	30.0	0.25	100.0	0.25	150.0	0.47	255.0	0.47
Abutments								
Passive response (mm)	37.0	0.25	146.0	0.25	1000	0.47	1000	0.47
Active response (mm)	9.75	0.25	37.9	0.25	77.2	0.47	1000	0.47
Transverse response (mm)	9.75	0.25	37.9	0.25	77.2	0.47	1000	0.47

Figure-A II-8 États limites de dommages prescriptifs
des éléments d'un pont
Tirée de Ramanathan et al. (2011)

Entre la Figure-A II-7 et la Figure-A II-8, on constate plusieurs différences entre les mêmes paramètres, notamment à l'état limite « *complete* ». Par exemple, la ductilité des colonnes « *Concrete Column* » est de 6,84 versus « *Columns Non-seismically designed* » avec une valeur de 4,18 et « *Columns Seismically designed* » avec une valeur de 9,00. De même, il y a une inversion des valeurs de déformation longitudinale et de déformation transversale dans les appareils d'appui mobiles en acier (« *High-Steel Bearing Rocker-Long* » ou « *Low-Steel Bearing Sliding-Long* » avec 50, 100, 150 et 255 mm et « *High-Steel Bearing Rocker-Tran* » ou « *Low-Steel Bearing Sliding-Tran* » avec 6, 20, 40 et 255 mm versus « *Expansion Bearing-Long* » avec 6, 20, 40 et 255 mm et « *Expansion Bearing-Trans* » avec 30, 100, 150 et 255 mm). Enfin, des valeurs différentes au niveau de la déformation dans les culées (« *Abutment-Active* » et « *Abutment-Tran* » avec 4, 8, 25 et 50 mm versus « *Active response* » et « *Transverse response* » avec 9,75, 37,9, 77,2 et 1000 mm). Ces disparités peuvent s'expliquer par plusieurs facteurs, tel que l'année à laquelle l'étude a été réalisée, la précision de l'étude ou le point de vue des analystes qui ont effectué ces estimations.

Damage states	Choi (2002)	Choi (2004)	Nielson (2005)	Padgett (2007)
Type	Displacement Ductility	Curvature Ductility	Curvature Ductility	Curvature Ductility
Slight damage	$1.0 < \mu < 1.2$	$1.0 < \mu < 2.0$	$1.0 < \mu < 1.58$	$1.29 < \mu < 2.10$
Moderate damage	$1.2 < \mu < 1.76$	$2.0 < \mu < 4.0$	$1.58 < \mu < 3.22$	$2.10 < \mu < 3.52$
Extensive damage	$1.76 < \mu < 4.76$	$4.0 < \mu < 7.0$	$3.22 < \mu < 6.84$	$3.52 < \mu < 5.24$
Complete damage	$4.76 < \mu$	$7.0 < \mu$	$6.84 < \mu$	$5.24 < \mu$

Figure-A II-9 Définition des états limites de dommages
en fonction de la ductilité des colonnes
Tirée de Tavares et al. (2010)

Component	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	S_C	β_C	S_C	β_C	S_C	β_C	S_C	β_C
Column (displacement ductility)	1.0	0.250	1.08	0.250	1.76	0.460	3.0	0.460
Elastomeric bearing, transverse (mm)	30	0.250	60	0.250	150	0.460	300	0.460
Abutment wing wall (mm)	7	0.250	15	0.250	30	0.460	60	0.460

Figure-A II-10 Capacités quantitatives aux états limites de dommages
pour le pont de Chemin des Dalles
Tirée de Tavares (2012)

Component	Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	S_C	β_C	S_C	β_C	S_C	β_C	S_C	β_C
Column (drift) (mm)	5	0.250	7	0.250	11	0.460	30	0.460
Abutment back wall (mm)	7	0.250	15	0.250	30	0.460	60	0.460
Abutment wing wall (mm)	7	0.250	15	0.250	30	0.460	60	0.460
Abutment footing, longitudinal (mm)	4	0.250	20	0.250	40	0.460	80	0.460
Abutment footing, transverse (mm)	4	0.250	20	0.250	40	0.460	80	0.460
Elastomeric bearing, longitudinal (mm)	30	0.250	60	0.250	150	0.460	300	0.460
Elastomeric bearing, transverse (mm)	30	0.250	60	0.250	150	0.460	300	0.460

Figure-A II-11 Capacités quantitatives aux états limites de dommages
Tirée de Tavares (2012) et Tavares et al. (2012)

ANNEXE III

STATISTIQUES SUR L'INVENTAIRE DU PARC DE PONTS

Cette procédure d'échantillonnage et l'étude statistique de l'inventaire ont été réalisées rigoureusement sur 452 ponts pertinents afin de rester suffisamment représentatif des 733 ponts de l'échantillon générique du parc de ponts offert par le *MTQ* pour la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale*. La forte représentativité de ce dernier permet de faire une extrapolation pour l'ensemble du parc de ponts du Québec.

III.1 Conditions de retenue

Tableau-A III-1 Conditions de retenus - Global

Conditions de retenue (Continue/Discontinues) – Global				
Discontinues (Rotulé-Rotulé-Rotulé)	330	45%	732	100,0%
Mixtes	21	3%		
Continues (Rotulé-Encastré-Rotulé)	95	13%		
Intégral (Encastré-Encastré-Encastré)	144	20%		
S/O	142	19%		

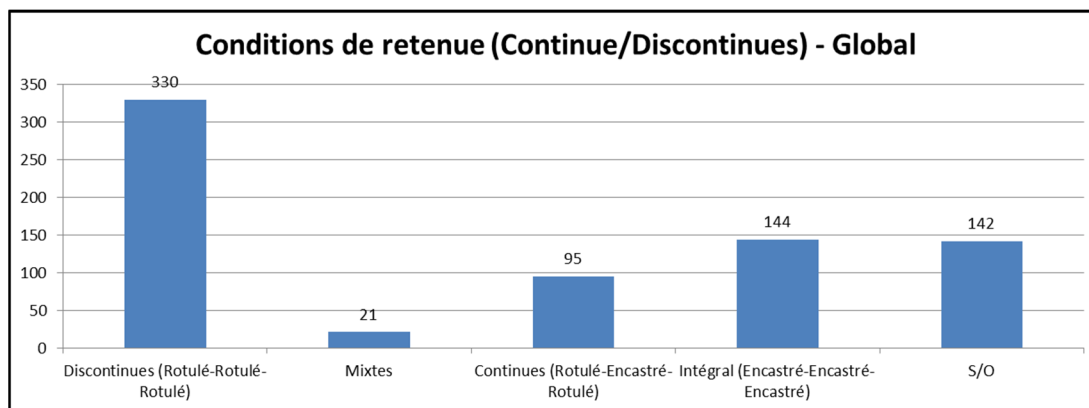


Figure-A III-1 Conditions de retenus - Global

Tableau-A III-2 Conditions de retenus – 1 travée

Conditions de retenue (Continue/Discontinues) - 1 Travée				
Discontinues (Rotulé-Rotulé-Rotulé)	257	50%	513	100,0%
Mixtes	0	0%		
Continues (Rotulé-Encastré-Rotulé)	0	0%		
Intégral (Encastré-Encastré-Encastré)	119	23%		
S/O	137	27%		

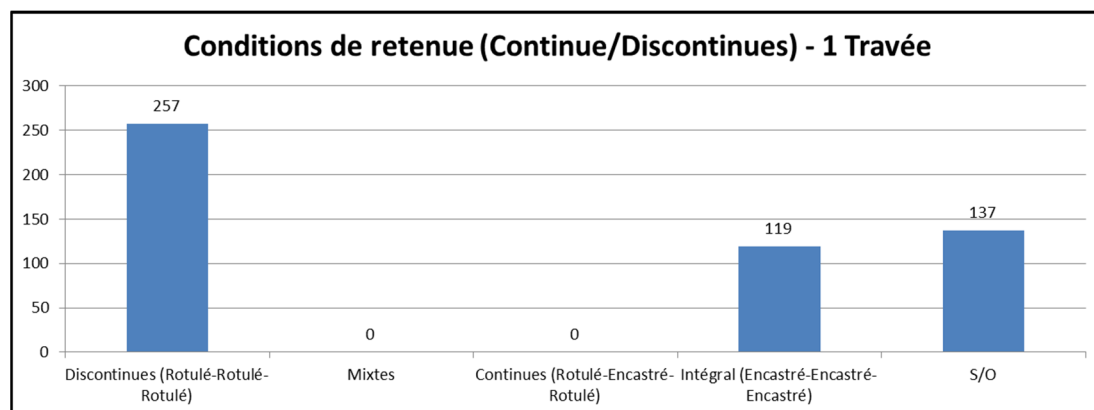


Figure-A III-2 Conditions de retenus – 1 travée

Tableau-A III-3 Conditions de retenus – 2 travées

Conditions de retenue (Continue/Discontinues) - 2 Travées				
Discontinues (Rotulé-Rotulé-Rotulé)	28	42%	66	100,0%
Mixtes	3	5%		
Continues (Rotulé-Encastré-Rotulé)	20	30%		
Intégral (Encastré-Encastré-Encastré)	11	17%		
S/O	4	6%		

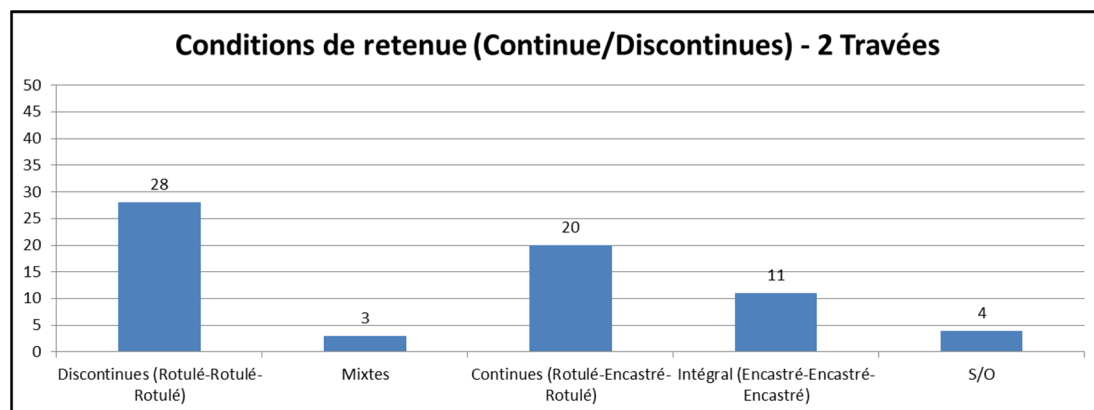


Figure-A III-3 Conditions de retenus – 2 travées

Tableau-A III-4 Conditions de retenus – 3 travées

Conditions de retenue (Continue/Discontinues) - 3 Travées				
Discontinues (Rotulé-Rotulé-Rotulé)	29	32%	90	100,0%
Mixtes	3	3%		
Continues (Rotulé-Encastré-Rotulé)	48	53%		
Intégral (Encastré-Encastré-Encastré)	10	11%		
S/O	0	0%		

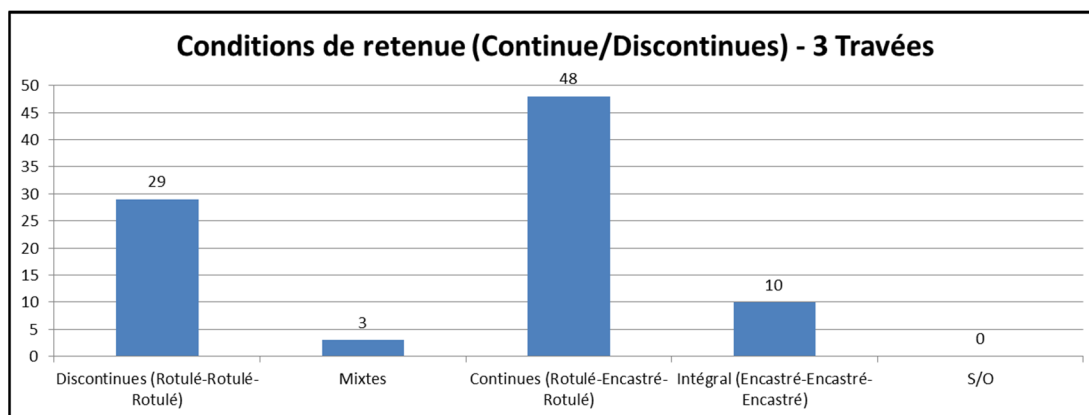


Figure-A III-4 Conditions de retenus – 3 travées

Tableau-A III-5 Conditions de retenus – Global, mais à travées multiples

Conditions de retenue (Continue/Discontinues) - Global, mais à travées multiples				
Discontinues (Rotulé-Rotulé-Rotulé)	73	33%	219	100,0%
Mixtes	21	10%		
Continues (Rotulé-Encastré-Rotulé)	95	43%		
Intégral (Encastré-Encastré-Encastré)	25	11%		
S/O	5	2%		

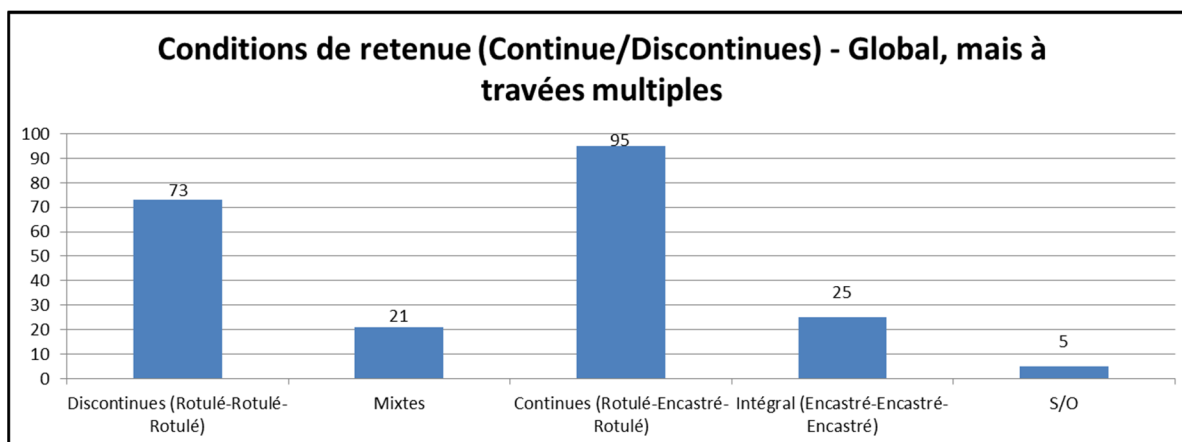


Figure-A III-5 Conditions de retenus – Global, mais à travées multiples

III.2 Longueur

Tableau-A III-6 Répartition des longueurs des travées – 1 travée – Longueur du tablier

Longueur des travées - 1 Travée					Longueur du TABLIER			
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type				
3,700	47,590	16,819	13,600	9,500				
S/O	0	0,0%	0	0%	0	0%	238	100,0%
< 5m	10	4,2%	125	52,5%	238	100,0%		
5 - 10m	59	24,8%						
10 - 15m	56	23,5%						
15 - 20m	46	19,3%	113	47,5%				
20 - 25m	18	7,6%						
25 - 30m	15	6,3%						
30 - 35m	19	8,0%						
35 - 40m	13	5,5%						
40 - 45m	1	0,4%						
45 - 50m	1	0,4%						
50 - 100m	0	0,0%						
100 - 500m	0	0,0%						

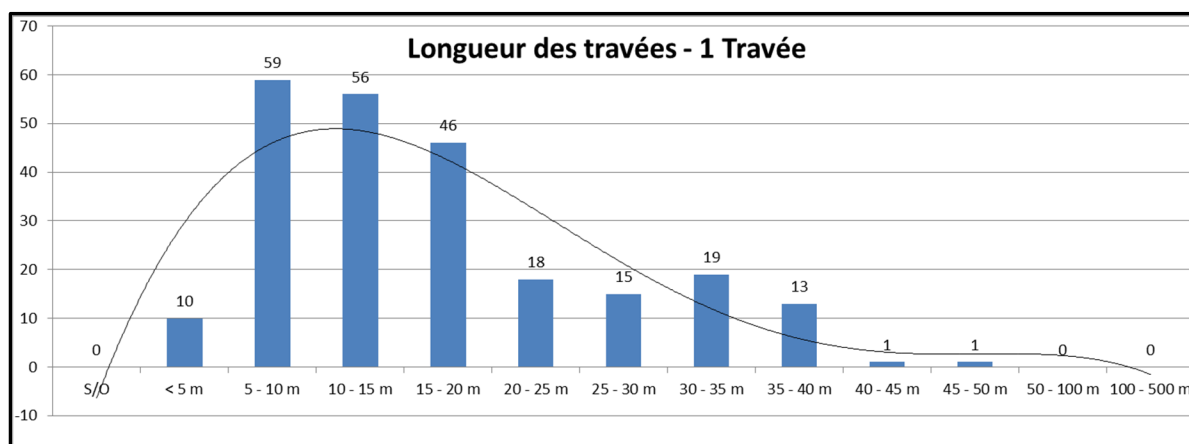


Figure-A III-6 Répartition des longueurs des travées – 1 travée – Longueur du tablier

Tableau-A III-7 Répartition des longueurs des travées – 1 travée – Longueur de la travée 1

Longueur des travées - 1 Travée					Longueur de la TRAVÉE 1			
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type				
3,700	47,590	16,816	13,600	9,547				
S/O	0	0,0%	0	0%	0	0%	238	100,0%
< 5m	10	4,2%	125	52,5%	238	100,0%		
5 - 10m	59	24,8%						
10 - 15m	56	23,5%						
15 - 20m	45	18,9%	113	47,5%				
20 - 25m	18	7,6%						
25 - 30m	17	7,1%						
30 - 35m	18	7,6%						
35 - 40m	12	5,0%						
40 - 45m	2	0,8%						
45 - 50m	1	0,4%						
50 - 100m	0	0,0%						
100 - 500m	0	0,0%						

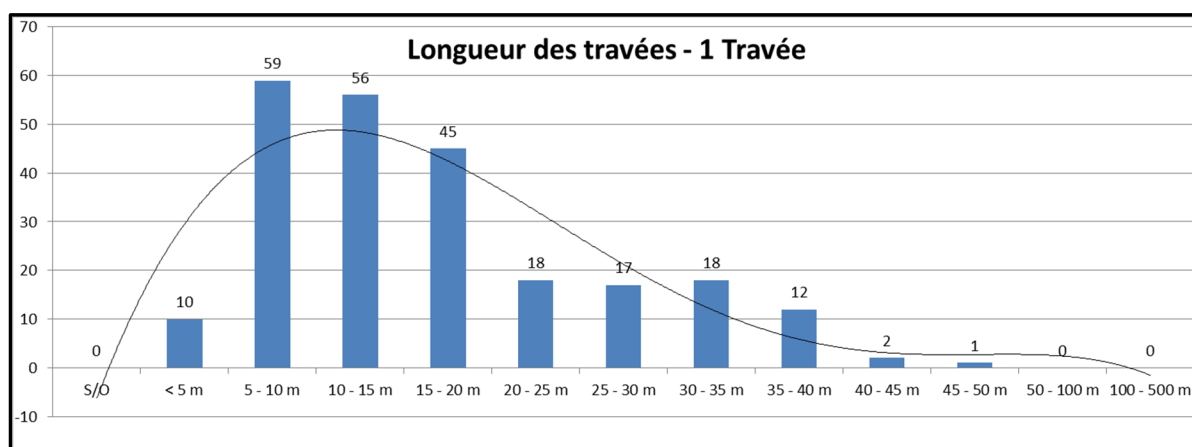


Figure-A III-7 Répartition des longueurs des travées – 1 travée – Longueur de la travée 1

Médiane +/- 1 Écart-type
73%

Médiane +/- 2 Écarts-types
96%

Tableau-A III-8 Répartition des longueurs des travées – 2 travées – Longueur du tablier

Longueur des travées - 2 Travées					Longueur du TABLIER			
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type				
22,200	114,470	53,130	56,600	19,898				
S/O	0	0,0%	0	0%	0	0%	28	100,0%
< 5m	0	0,0%	0	0,0%	28	100,0%		
5 - 10m	0	0,0%						
10 - 15m	0	0,0%						
15 - 20m	0	0,0%	28	100,0%				
20 - 25m	2	7,1%						
25 - 30m	2	7,1%						
30 - 35m	1	3,6%						
35 - 40m	5	17,9%						
40 - 45m	0	0,0%						
45 - 50m	1	3,6%						
50 - 100m	16	57,1%						
100 - 500m	1	3,6%						

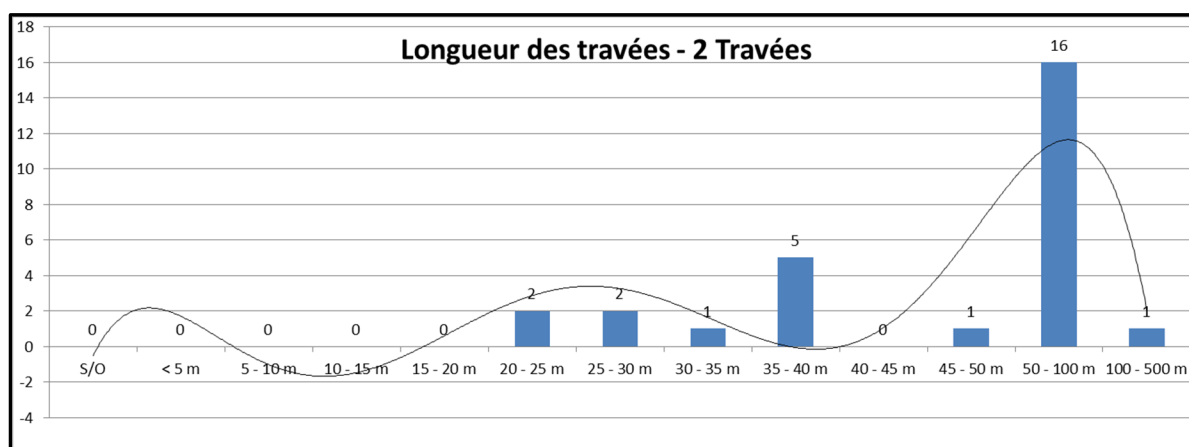


Figure-A III-8 Répartition des longueurs des travées – 2 travées – Longueur du tablier

Tableau-A III-9 Répartition des longueurs des travées – 2 travées – Longueur de la travée 1

Longueur des travées - 2 Travées					Longueur de la TRAVÉE 1									
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type										
11,100	48,240	26,832	28,550	9,056										
S/O	2	7,1%	2	7%	2	7%	28	100,0%						
< 5m	0	0,0%	2	7,1%	26	92,9%								
5 - 10m	0	0,0%												
10 - 15m	2	7,1%												
15 - 20m	7	25,0%	24	85,7%										
20 - 25m	2	7,1%												
25 - 30m	4	14,3%												
30 - 35m	8	28,6%												
35 - 40m	1	3,6%												
40 - 45m	1	3,6%												
45 - 50m	1	3,6%												
50 - 100m	0	0,0%												
100 - 500m	0	0,0%												

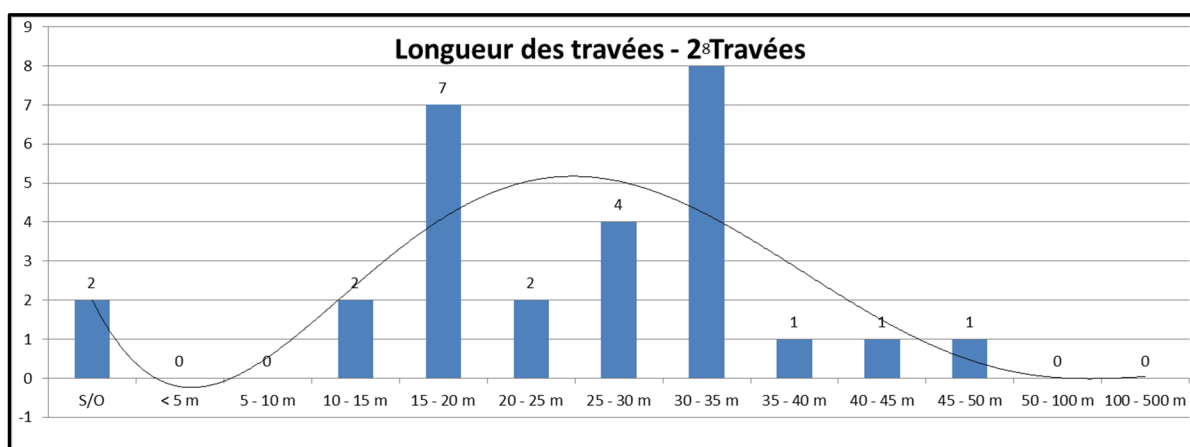


Figure-A III-9 Répartition des longueurs des travées – 2 travées – Longueur de la travée 1

Médiane +/- 1 Écart-type
73%

Médiane +/- 2 Écarts-types
96%

Tableau-A III-10 Répartition des longueurs des travées – 2 travées – Longueur de la travée 2

Longueur des travées - 2 Travées					Longueur de la TRAVÉE 2									
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type										
11,100	66,230	27,114	28,050	11,090										
S/O	2	7,1%	2	7%	2	7%	28	100,0%						
< 5m	0	0,0%	2	7,1%	26	92,9%								
5 - 10m	0	0,0%												
10 - 15m	2	7,1%												
15 - 20m	7	25,0%	24	85,7%										
20 - 25m	2	7,1%												
25 - 30m	4	14,3%												
30 - 35m	8	28,6%												
35 - 40m	0	0,0%												
40 - 45m	2	7,1%												
45 - 50m	0	0,0%												
50 - 100m	1	3,6%												
100 - 500m	0	0,0%												

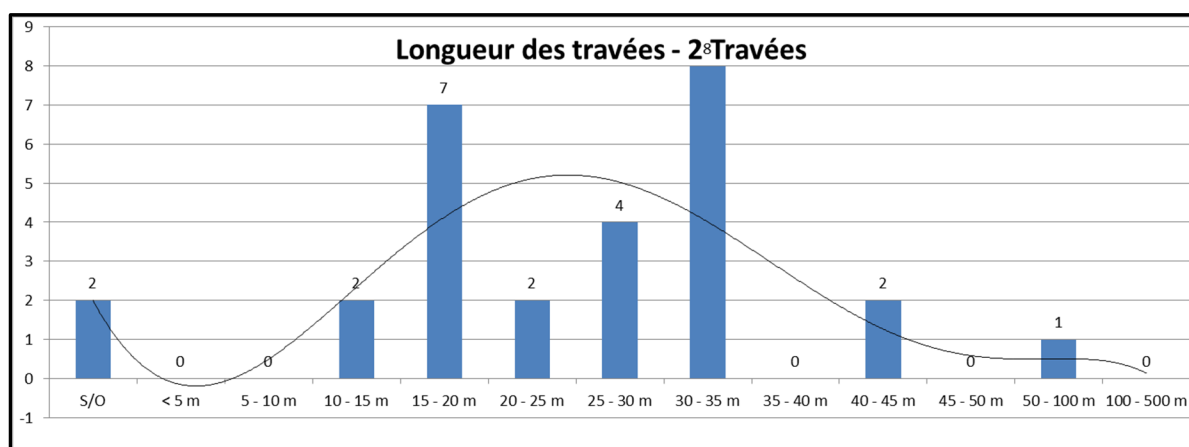


Figure-A III-10 Répartition des longueurs des travées – 2 travées – Longueur de la travée 2

Médiane +/- 1 Écart-type
73%

Médiane +/- 2 Écart-types
96%

Tableau-A III-11 Répartition des longueurs des travées – 3 travées – Longueur du tablier

Longueur des travées - 3 Travées					Longueur du TABLIER			
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type				
16,140	162,650	71,251	63,200	33,856				
S/O	0	0,0%	0	0%	0	0%	29	100,0%
< 5m	0	0,0%	0	0,0%				
5 - 10m	0	0,0%						
10 - 15m	0	0,0%						
15 - 20m	1	3,4%	29	100,0%				
20 - 25m	0	0,0%						
25 - 30m	0	0,0%						
30 - 35m	1	3,4%						
35 - 40m	3	10,3%						
40 - 45m	1	3,4%						
45 - 50m	2	6,9%						
50 - 100m	14	48,3%						
100 - 500m	7	24,1%						

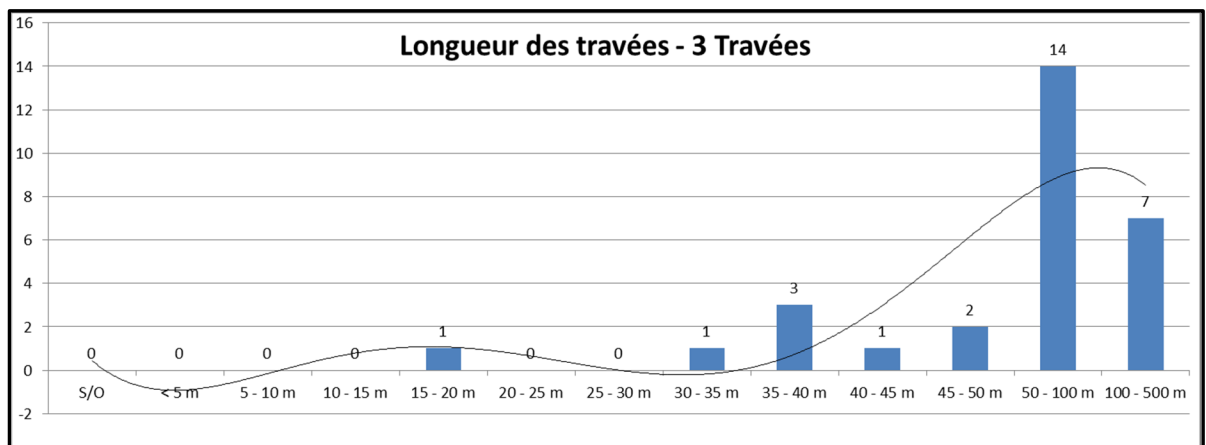


Figure-A III-11 Répartition des longueurs des travées – 3 travées – Longueur du tablier

Tableau-A III-12 Répartition des longueurs des travées – 3 travées – Longueur de la travée 1

Longueur des travées - 3 Travées					Longueur de la TRAVÉE 1					
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type						
4,360	56,325	23,694	21,950	11,624						
S/O	4	13,8%	4	14%	4	14%	29	100,0%		
< 5m	1	3,4%	5	17,2%	25	86,2%				
5 - 10m	0	0,0%								
10 - 15m	4	13,8%								
15 - 20m	7	24,1%	20	69,0%						
20 - 25m	3	10,3%								
25 - 30m	3	10,3%								
30 - 35m	3	10,3%								
35 - 40m	2	6,9%								
40 - 45m	1	3,4%								
45 - 50m	0	0,0%								
50 - 100m	1	3,4%								
100 - 500m	0	0,0%								

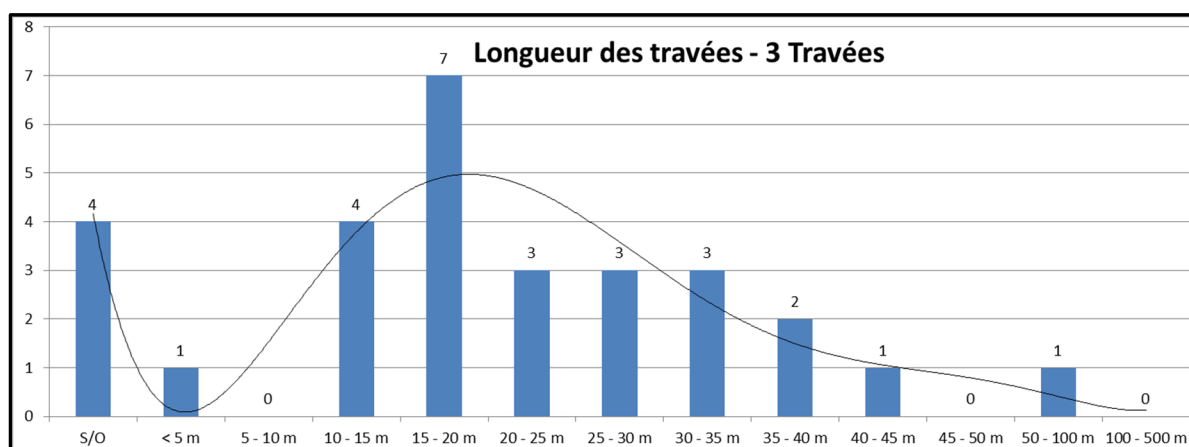


Figure-A III-12 Répartition des longueurs des travées – 3 travées – Longueur de la travée 1

Médiane +/- 1 Écart-type
72%

Médiane +/- 2 Écart-types
96%

Tableau-A III-13 Répartition des longueurs des travées – 3 travées – Longueur de la travée 2

Longueur des travées - 3 Travées					Longueur de la TRAVÉE 2			
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type				
7,000	55,000	25,435	23,000	12,201				
S/O	4	13,8%	4	14%	4	14%	29	100,0%
< 5m	0	0,0%	5	17,2%	25	86,2%		
5 - 10m	2	6,9%						
10 - 15m	3	10,3%						
15 - 20m	6	20,7%	20	69,0%				
20 - 25m	3	10,3%						
25 - 30m	1	3,4%						
30 - 35m	4	13,8%						
35 - 40m	4	13,8%						
40 - 45m	0	0,0%						
45 - 50m	0	0,0%						
50 - 100m	2	6,9%						
100 - 500m	0	0,0%						

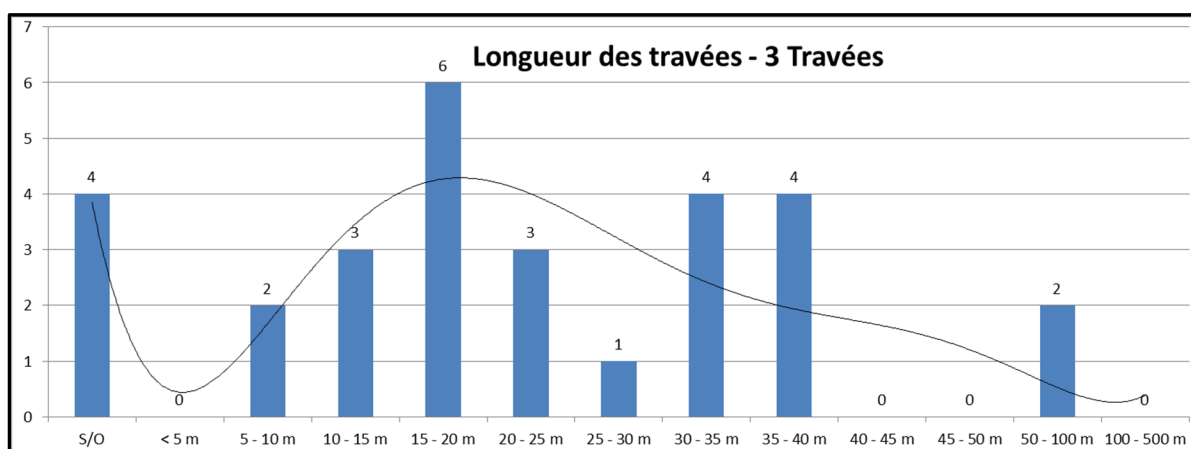


Figure-A III-13 Répartition des longueurs des travées – 3 travées – Longueur de la travée 2

Médiane +/- 1 Écart-type
72%

Médiane +/- 2 Écarts-types
92%

Tableau-A III-14 Répartition des longueurs des travées – 3 travées – Longueur de la travée 3

Longueur des travées - 3 Travées					Longueur de la TRAVÉE 3			
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type				
4,110	56,325	23,605	21,950	11,837				
S/O	4	13,8%	4	14%	4	14%	29	100,0%
< 5m	1	3,4%	5	17,2%	25	86,2%		
5 - 10m	0	0,0%						
10 - 15m	4	13,8%						
15 - 20m	7	24,1%	20	69,0%				
20 - 25m	3	10,3%						
25 - 30m	3	10,3%						
30 - 35m	3	10,3%						
35 - 40m	2	6,9%						
40 - 45m	1	3,4%						
45 - 50m	0	0,0%						
50 - 100m	1	3,4%						
100 - 500m	0	0,0%						

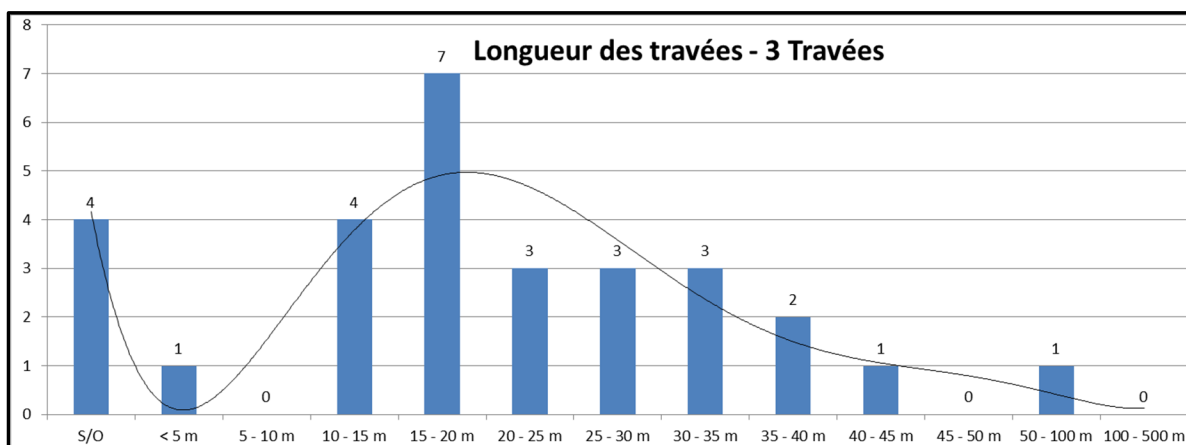


Figure-A III-14 Répartition des longueurs des travées – 3 travées – Longueur de la travée 3

Médiane +/- 1 Écart-type
80%

Médiane +/- 2 Écart-types
96%

III.3 Hauteur

Tableau-A III-15 Répartition des hauteurs des piles – 2 travées – Hauteur de la pile 1

Hauteur des colonnes de la pile - 2 Travées					Hauteur à la PILE 1					
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type						
3,115	6,521	5,053	5,100	0,907						
S/O	0	0,0%	0	0,0%	0	0,0%	24	100,0%		
< 2m	0	0,0%	22	91,7%	24	100,0%				
2 - 4m	3	12,5%								
4 - 6m	19	79,2%								
6 - 8m	2	8,3%	2	8,3%					24	100,0%
8 - 10m	0	0,0%								
10 - 12m	0	0,0%								
12 - 14m	0	0,0%								
14 - 16m	0	0,0%								
16 - 18m	0	0,0%								
18 - 20m	0	0,0%								
> 20m	0	0,0%								

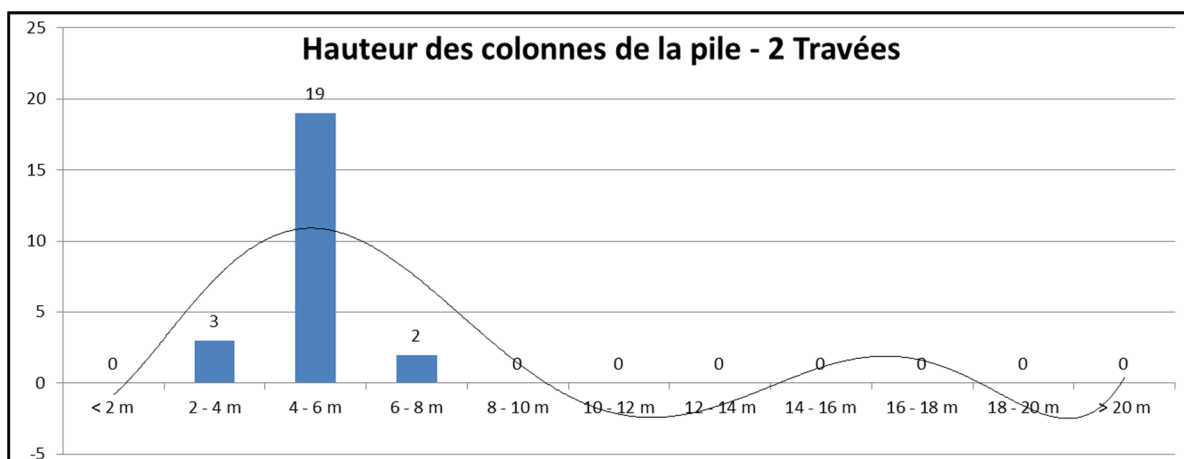


Figure-A III-15 Répartition des hauteurs des piles – 2 travées – Hauteur de la pile 1

Médiane +/- 1 Écart-type
75%

Médiane +/- 2 Écart-types
92%

Tableau-A III-16 Répartition des hauteurs des piles – 3 travées – Hauteur des piles combinées

Hauteur des colonnes de la pile - 3 Travées					Hauteur aux piles COMBINÉES			
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type				
3,300	18,850	6,699	5,800	3,640				
S/O	32	133,3%	32	133,3%	32	133,3%	78	100,0%
< 2m	0	0,0%	24	30,8%	46	59,0%		
2 - 4m	8	33,3%						
4 - 6m	16	66,7%						
6 - 8m	16	66,7%	22	28,2%				
8 - 10m	1	4,2%						
10 - 12m	1	4,2%						
12 - 14m	0	0,0%						
14 - 16m	2	8,3%						
16 - 18m	0	0,0%						
18 - 20m	2	8,3%						
> 20m	0	0,0%						

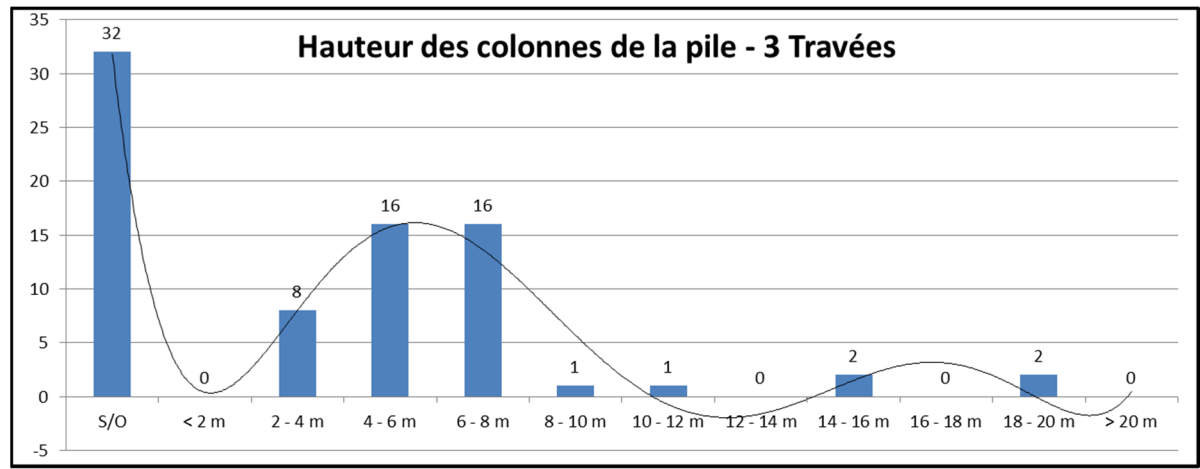


Figure-A III-16 Répartition des hauteurs des piles – 3 travées – Hauteur des piles combinées

Tableau-A III-17 Répartition des hauteurs des piles – 3 travées – Hauteur de la pile 1

Hauteur des colonnes de la pile - 3 Travées					Hauteur à la PILE 1			
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type				
3,300	18,850	6,718	5,800	3,593				
S/O	16	66,7%	16	66,7%	16	66,7%	39	100,0%
< 2m	0	0,0%	12	30,8%	23	59,0%		
2 - 4m	4	16,7%						
4 - 6m	8	33,3%						
6 - 8m	8	33,3%	11	28,2%				
8 - 10m	0	0,0%						
10 - 12m	1	4,2%						
12 - 14m	0	0,0%						
14 - 16m	1	4,2%						
16 - 18m	0	0,0%						
18 - 20m	1	4,2%						
> 20m	0	0,0%						

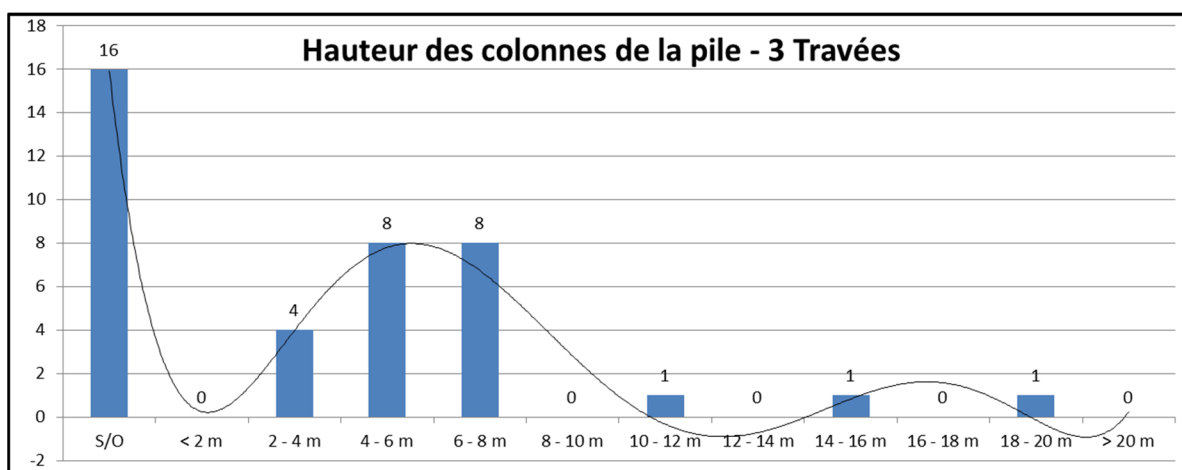


Figure-A III-17 Répartition des hauteurs des piles – 3 travées – Hauteur de la pile 1

Médiane +/- 1 Écart-type
87%

Médiane +/- 2 Écart-types
91%

Tableau-A III-18 Répartition des hauteurs des piles – 3 travées – Hauteur de la pile 2

Hauteur des colonnes de la pile - 3 Travées					Hauteur à la PILE 2					
Min (m)	Max (m)	Moy (m)	Méd (m)	É-Type						
3,460	18,700	6,701	5,800	3,534						
S/O	16	66,7%	16	66,7%	16	66,7%	39	100,0%		
< 2m	0	0,0%	12	30,8%	23	59,0%				
2 - 4m	4	16,7%								
4 - 6m	8	33,3%								
6 - 8m	8	33,3%	11	28,2%						
8 - 10m	1	4,2%								
10 - 12m	0	0,0%								
12 - 14m	0	0,0%								
14 - 16m	1	4,2%								
16 - 18m	0	0,0%								
18 - 20m	1	4,2%								
> 20m	0	0,0%								

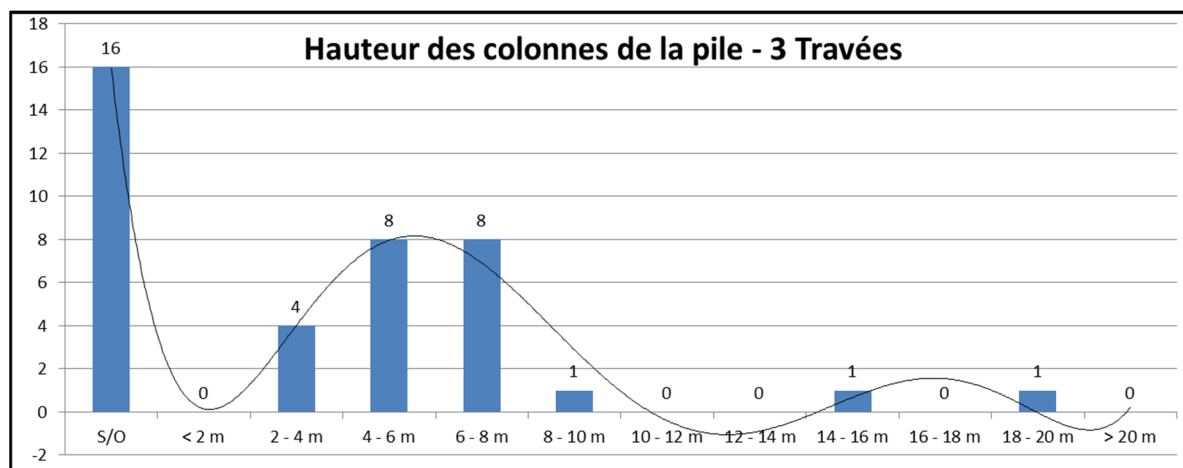


Figure-A III-18 Répartition des hauteurs des piles – 3 travées – Hauteur de la pile 2

Médiane +/- 1 Écart-type
87%

Médiane +/- 2 Écart-types
91%

III.4 Biais

Tableau-A III-19 Répartition des biais des tabliers – 1 travée

Biais pour les ponts à 1 travée					
	S/O	0-20	20,1-40	40,1-60	Total / Global
Nombre	0	194	39	5	238
Minimum (°)		0,000	20,320	41,470	0,000
Maximum (°)		20,000	40,000	58,350	58,350
Moyenne (°)		3,092	27,484	48,006	8,033
Médiane (°)		0,000	26,870	45,000	0,000
Écart-type (°)		5,948	5,628	6,570	12,271

Tableau-A III-20 Répartition des biais des tabliers – 2 travées

Biais pour les ponts à 2 travées					
	S/O	0-20	20,1-40	40,1-60	Total / Global
Nombre	2	19	5	2	28
Minimum (°)		0,000	20,560	46,280	0,000
Maximum (°)		18,600	30,000	58,000	58,000
Moyenne (°)		4,866	25,627	52,140	12,513
Médiane (°)		0,000	25,600	52,140	7,040
Écart-type (°)		7,484	4,539	8,287	15,640

Tableau-A III-21 Répartition des biais des tabliers – 3 travées

Biais pour les ponts à 3 travées					
	S/O	0-20	20,1-40	40,1-60	Total / Global
Nombre	1	24	2	2	29
Minimum (°)		0,000	26,600	55,460	0,000
Maximum (°)		18,420	26,600	58,590	58,590
Moyenne (°)		2,829	26,600	57,025	8,499
Médiane (°)		0,000	26,600	57,025	0,000
Écart-type (°)		6,626	0,000	2,213	16,279

III.5 Types de structures de l'inventaire

Les numéros de la première colonne sont associés aux types de structures selon la classification des types de structures du Ministère des Transports du Québec (2012b).

Tableau-A III-22 Types de structures – Global

Types de structures - Global			
12	Ponceau portique en béton armé	7	1,0%
13	Ponceau rectang. en béton armé	110	15,0%
15	Ponceau circulaire en acier	6	0,8%
17	Ponceau elliptique en acier	4	0,5%
18	Ponceau arqué en acier	8	1,1%
19	Ponceau voûté en béton armé	7	1,0%
31	Pont à dalle pleine en béton armé	43	5,9%
32	Pont à dalle pleine en béton précont.	6	0,8%
34	Pont à dalle évidée en béton précont.	7	1,0%
35	Portique en béton armé	80	10,9%
36	Port. béton armé, ss remblai	32	4,4%
37	Portique en béton précontraint	3	0,4%
38	Pont à béquilles, béton armé	15	2,0%
41	Pont à poutres en béton armé	55	7,5%
42	Pont à pout. béton précont., préfabr.	96	13,1%
43	Pont à pout. béton préc., coul. place	54	7,4%
44	Pont à poutres en acier	44	6,0%
45	Pont acier-bois	119	16,2%
46	Pont à poutres en bois	1	0,1%
47	Portique en béton armé	5	0,7%
50	Pont à béquilles, béton armé	2	0,3%
52	Pont à poutres en acier enr. de béton	10	1,4%
56	Pont à poutres-caissons en béton armé	1	0,1%
57	Pont à pout.-cais. en béton précont.	2	0,3%
61	Pont à tablier inférieur, en acier	8	1,1%
65	Pont à tablier supérieur, en acier	2	0,3%
67	Pont couvert	1	0,1%
73	Pont à tablier interm., béton armé	1	0,1%
75	Pont à tablier supér., béton armé	3	0,4%
81	Pont suspendu	1	0,1%
		733	100%

Tableau-A III-23 Regroupement des types de structures – Global

Types de ponts	Numéros de la classification <i>MTQ</i>	Effectif	%
Portiques et ponceaux	11, 12, 13, 14, 15, 17, 18, 19, 20, 21, 35, 36, 37	257	35%
Ponts en bois	45, 46, 66, 67	121	17%
Ponts en arc en acier	72, 74, 76	0	0%
Ponts à poutres en acier et ponts mobiles	44, 52, 58, 61, 62, 63, 64, 65, 71, 73, 75, 85	68	9%
Ponts en béton	31, 32, 33, 34, 38, 39, 41, 42, 43, 47, 48, 49, 50, 51, 56, 57, 81, 82	287	39%

733

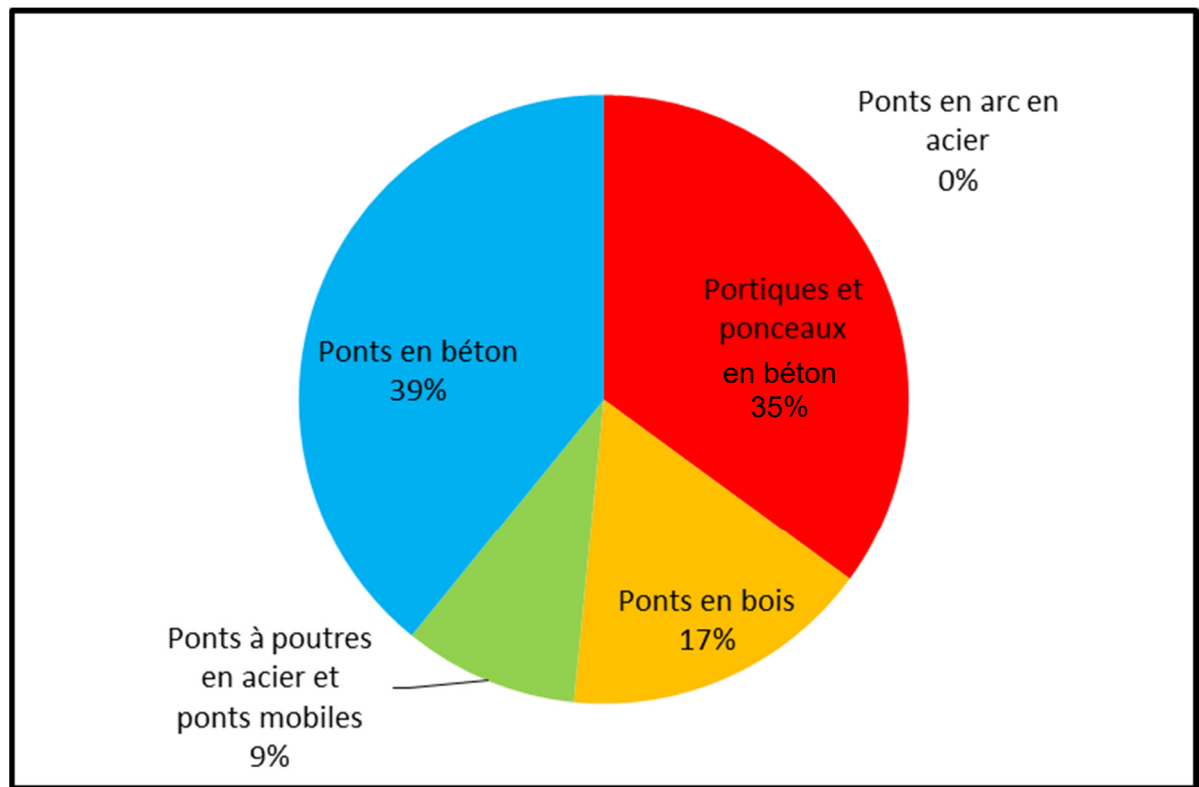


Figure-A III-19 Regroupement des types de structures – Global

Tableau-A III-24 Types de structures – 1 travée

Types de structures - 1 Travée			
12	Ponceau portique en béton armé	7	1,4%
13	Ponceau rectang. en béton armé	106	20,7%
15	Ponceau circulaire en acier	5	1,0%
17	Ponceau elliptique en acier	4	0,8%
18	Ponceau arqué en acier	8	1,6%
19	Ponceau voûté en béton armé	7	1,4%
31	Pont à dalle pleine en béton armé	25	4,9%
32	Pont à dalle pleine en béton précont.	0	0,0%
34	Pont à dalle évidée en béton précont.	0	0,0%
35	Portique en béton armé	78	15,2%
36	Portique en béton armé, ss remblai	31	6,0%
37	Portique en béton précontraint	1	0,2%
38	Pont à béquilles, béton armé	0	0,0%
41	Pont à poutres en béton armé	32	6,2%
42	Pont à pout. béton précont., préfabr.	47	9,2%
43	Pont à pout. béton préc., coul. place	2	0,4%
44	Pont à poutres en acier	28	5,5%
45	Pont acier-bois	109	21,2%
46	Pont à poutres en bois	0	0,0%
47	Portique en béton armé	4	0,8%
50	Pont à béquilles, béton armé	0	0,0%
52	Pont à poutres en acier enr. de béton	7	1,4%
56	Pont à poutres-caissons en béton armé	0	0,0%
57	Pont à pout.-cais. en béton précont.	0	0,0%
61	Pont à tablier inférieur, en acier	7	1,4%
65	Pont à tablier supérieur, en acier	0	0,0%
67	Pont couvert	1	0,2%
73	Pont à tablier interm., béton armé	1	0,2%
75	Pont à tablier supér., béton armé	3	0,6%
81	Pont suspendu	0	0,0%
		513	100%

Tableau-A III-25 Types de structures – 2 travées

Types de structures - 2 Travées			
12	Ponceau portique en béton armé	0	0,0%
13	Ponceau rectang. en béton armé	4	6,1%
15	Ponceau circulaire en acier	0	0,0%
17	Ponceau elliptique en acier	0	0,0%
18	Ponceau arqué en acier	0	0,0%
19	Ponceau voûté en béton armé	0	0,0%
31	Pont à dalle pleine en béton armé	3	4,5%
32	Pont à dalle pleine en béton précont.	3	4,5%
34	Pont à dalle évidée en béton précont.	0	0,0%
35	Portique en béton armé	2	3,0%
36	Port. béton armé, ss remblai	1	1,5%
37	Portique en béton précontraint	2	3,0%
38	Pont à béquilles, béton armé	3	4,5%
41	Pont à poutres en béton armé	9	13,6%
42	Pont à pout. béton précont., préfabr.	14	21,2%
43	Pont à pout. béton préc., coul. place	12	18,2%
44	Pont à poutres en acier	6	9,1%
45	Pont acier-bois	4	6,1%
46	Pont à poutres en bois	0	0,0%
47	Portique en béton armé	0	0,0%
50	Pont à béquilles, béton armé	1	1,5%
52	Pont à poutres en acier enr. de béton	1	1,5%
56	Pont à poutres-caissons en béton armé	0	0,0%
57	Pont à pout.-cais. en béton précont.	0	0,0%
61	Pont à tablier inférieur, en acier	1	1,5%
65	Pont à tablier supérieur, en acier	0	0,0%
67	Pont couvert	0	0,0%
73	Pont à tablier interm., béton armé	0	0,0%
75	Pont à tablier supér., béton armé	0	0,0%
81	Pont suspendu	0	0,0%
		66	100%

Tableau-A III-26 Types de structures – 3 travées

Types de structures - 3 Travées			
12	Ponceau portique en béton armé	0	0,0%
13	Ponceau rectang. en béton armé	0	0,0%
15	Ponceau circulaire en acier	0	0,0%
17	Ponceau elliptique en acier	0	0,0%
18	Ponceau arqué en acier	0	0,0%
19	Ponceau voûté en béton armé	0	0,0%
31	Pont à dalle pleine en béton armé	13	14,4%
32	Pont à dalle pleine en béton précont.	1	1,1%
34	Pont à dalle évidée en béton précont.	6	6,7%
35	Portique en béton armé	0	0,0%
36	Port. béton armé, ss remblai	0	0,0%
37	Portique en béton précontraint	0	0,0%
38	Pont à béquilles, béton armé	9	10,0%
41	Pont à poutres en béton armé	11	12,2%
42	Pont à pout. béton précont., préfabr.	18	20,0%
43	Pont à pout. béton préc., coul. place	16	17,8%
44	Pont à poutres en acier	8	8,9%
45	Pont acier-bois	5	5,6%
46	Pont à poutres en bois	0	0,0%
47	Portique en béton armé	1	1,1%
50	Pont à béquilles, béton armé	1	1,1%
52	Pont à poutres en acier enr. de béton	1	1,1%
56	Pont à poutres-caissons en béton armé	0	0,0%
57	Pont à pout.-cais. en béton précont.	0	0,0%
61	Pont à tablier inférieur, en acier	0	0,0%
65	Pont à tablier supérieur, en acier	0	0,0%
67	Pont couvert	0	0,0%
73	Pont à tablier interm., béton armé	0	0,0%
75	Pont à tablier supér., béton armé	0	0,0%
81	Pont suspendu	0	0,0%
		90	100%

III.6 Dimensions du chevêtre

Tableau-A III-27 Dimensions du chevêtre – Global, 1 travée, 2 travées et 3 travées

Longueur (Sens longitudinal du pont)				Largeur (Sens transversal du pont)				Hauteur			
Global				Global				Global			
Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum
1	1480	1230	12200	1220	14742	11700	52845	1	5858	1185	9090
Pont à 1 travée				Pont à 1 travée				Pont à 1 travée			
Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum
305	1502	2100	2100	4000	12122	12610	20490	305	768	1000	1000
Pont à 2 travées				Pont à 2 travées				Pont à 2 travées			
Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum
1	1157	1225	2100	2590	15965	13800	41120	1	1200	1000	4100
Pont à 3 travées				Pont à 3 travées				Pont à 3 travées			
Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum	Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum
500	1342	1200	5460	7620	14222	12355	24550	155	1250	1067	2900

III.7 Largeur hors-tout des tabliers des ponts

Tableau-A III-28 Largeur hors-tout des tabliers – Global, 1 travée, 2 travées et 3 travées

Global											
Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum								
2440	14373	11320	340210								
Pont à 1 travée											
Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum								
3640	13737	10145	340210								
Pont à 2 travées				10,1				Pour faciliter l'utilisation du chiffre			
Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum								
2440	18649	13600	242499								
Pont à 3 travées				13,8				Comparer avec chevêtre et prendre max			
Minimum	Moyenne	Médiane	Maximum								
4100	13582	13050	27200								
				13,0				Comparer avec chevêtre et prendre max			

Considérant le biais de tablier sera

27 8,999

45 7,142

degrés m

26 12,403

52 8,496

degrés m

27 11,583

57 7,080

degrés m

III.8 Type d'éléments composant la pile et nombre de colonnes par pile

Tableau-A III-29 Type d'éléments composant la pile et nombre de colonnes – 2 et 3 travées

	Colonne sur fût	2	-->		Effectif	Nombre de colonne par pile	
2 travées	Fût seul	28				Moyenne	Médiane
	Colonnes seules	27	-->	Ronde	8	4,5	4
		57		Rectangulaire	16	4,8	4
				Autres/Bancs	3	3,0	3
				Total	27	4,4	4
3 travées	Colonne sur fût	6	-->		Effectif	Nombre de colonne par pile	
	Fût seul	68				Moyenne	Médiane
	Colonnes seules	90	-->	Ronde	42	5,6	6
		164		Rectangulaire	42	3,9	4
				Autres/Bancs	6	3,3	2
				Total	90	4,5	4

III.9 Dimension des sections de colonnes rectangulaires des piles composées de 4 colonnes

Tableau-A III-30 Dimension des sections de colonnes rectangulaires des piles composées de 4 colonnes – 2 et 3 travées

NBRE TRAVEES	LONGUEUR	LARGEUR	HAUTEUR2
2	1040	2000	4630
2	600	600	5000
2	914	1820	5500
2	900	900	5830
2	905	905	5760
3	760	920	10060
3	760	980	9500
3	880	1500	6500
3	880	1500	6820
3	762	1829	7300
3	762	1829	7200
3	762	1828	6700
3	762	1828	6400
Médiane 2	905	905	5500
Moyenne 2	872	1245	5344
Médiane 3	762	1664	7010
Moyenne 3	791	1527	7560

ANNEXE IV

ÉCHANTILLONS DES MODÈLES STRUCTURAUX DES PONTS, DIMENSIONNEMENT ET MODÉLISATION

Tableau-A IV-1 Échantillons des modèles structuraux des ponts

Classe de ponts		1 travée simplement appuyée				2 travées simplement appuyées (discontinues)				3 travées simplement appuyées (discontinues)			
Modèles géométriques		1.0	1.1	1.2	1.3	2.0	2.1	2.2	2.3	3.0	3.1	3.2	3.3
Paramètres géométriques													
Longueur de la travée 1 (m)		14	23	14	4	28	38	28	18	22	34	22	10
Longueur de la travée 2 (m)		N/A	N/A	N/A	N/A	28	38	28	18	23	35	23	11
Longueur de la travée 3 (m)		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	22	34	22	10
Hauteur des colonnes de la pile 1 (m)		N/A	N/A	N/A	N/A	5,1	6,0	4,2	5,1	5,8	9,4	2,2	5,8
Hauteur des colonnes de la pile 2 (m)		N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	5,8	9,4	2,2	5,8
Biais (°)		0	27	45	0	0	26	0	52	0	0	27	57
Paramètres structuraux													
Année de construction		1974	1974	1974	1974	1974	1974	1974	1974	1974	1974	1974	1974
Année de référence du code de conception		1966	1966	1966	1966	1966	1966	1966	1966	1966	1966	1966	1966
Poids volumique des éléments des piles (kN/m³)		N/A	N/A	N/A	N/A	24	24	24	24	24	24	24	24
Colonnes	Nombre de colonnes rectangulaires	N/A	N/A	N/A	N/A	4	4	4	4	4	4	4	4
	Espacement (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	3,450	3,450	3,450	3,450	3,250	3,250	3,250	3,250
	Dimension longitudinale/courte (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	0,905	0,905	0,905	0,905	0,760	0,760	0,760	0,760
	Dimension transversale/longue (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	0,905	0,905	0,905	0,905	1,665	1,665	1,665	1,665
	Résistance du béton (f _c) non confiné (MPa)	N/A	N/A	N/A	N/A	28	20	35	35	28	28	20	28
	Résistance de l'acier d'armature (f _y) (MPa)	N/A	N/A	N/A	N/A	460	460	400	400	460	400	525	525
Chevêtre	Dimension longitudinale/courte (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	1,225	1,225	1,225	1,225	1,200	1,200	1,200	1,200
	Dimension transversale/longue (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	13,800	13,800	13,800	13,800	13,000	13,000	13,000	13,000
	Hauteur (m)	N/A	N/A	N/A	N/A	1,000	1,000	1,000	1,000	1,067	1,067	1,067	1,067
Coefficient de Poisson (ν)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Amortissement critique (%)		5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
Tablier	Largeur (m)	10,100	8,999	7,142	10,100	13,800	12,403	13,800	8,496	13,000	13,000	11,583	7,080
	Nombre de poutres	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
	Module d'élasticité (E) (MPa)	27 800	27 800	27 800	27 800	27 800	27 800	27 800	27 800	27 800	27 800	27 800	27 800
	Module de cisaillement (G) (MPa)	11 583	11 583	11 583	11 583	11 583	11 583	11 583	11 583	11 583	11 583	11 583	11 583
	Aire de la section (A) (m²)	1,5525	1,5525	1,5525	1,5525	3,941	3,941	3,941	3,941	3,941	3,941	3,941	3,941
	Moment d'inertie de torsion (J) (m⁴)	11,749	11,749	11,749	11,749	76,358	76,358	76,358	76,358	76,358	76,358	76,358	76,358
	Inertie transversale (I _y) (m⁴)	11,538	11,538	11,538	11,538	75,835	75,835	75,835	75,835	75,835	75,835	75,835	75,835
	Inertie longitudinale (I _z) (m⁴)	0,211	0,211	0,211	0,211	0,523	0,523	0,523	0,523	0,523	0,523	0,523	0,523
Poids linéaire (kN/m)		45,7	45,7	45,7	45,7	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8	92,8
Appareils d'appui mobiles	Frottement	Coefficient de friction (μ)	0,10	0,00	0,10	0,00	0,10	0,01	0,10	0,10	0,00	0,10	0,00
		Module de cisaillement (G) (MPa)	0,63	0	0,63	0	0,63	110	0,63	0,63	0	0,63	0
	Hystérétique T	Limite d'élasticité (F _y) (N)	μ x (Poids du tablier / 10)				μ x (Poids du tablier / 10)				μ x (Poids du tablier / 10)		
		Rapport d'érouissage (Plasticité/élasticité)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Déplacement point 1 (m)	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003	0,003
		Force de contrainte point 1 (N)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		Déplacement point 2 (m)	0,00301	0,00301	0,00301	0,00301	0,00301	0,00301	0,00301	0,00301	0,00301	0,00301	0,00301
		Force de contrainte point 2 (N)	875	875	875	875	875	875	875	875	875	875	875
		Déplacement point 3 (m)	0,00914	0,00914	0,00914	0,00914	0,00914	0,00914	0,00914	0,00914	0,00914	0,00914	0,00914
		Force de contrainte point 3 (N)	102 375	102 375	102 375	102 375	102 375	102 375	102 375	102 375	102 375	102 375	102 375
Impact aux joints	Espace au joint tablier-culée (mm)	24,5	16,276	16,276	24,5	24,5	24,5	24,5	16,276	24,5	16,276	24,5	32,724
	Espace au joint tablier-tablier (mm)	N/A	N/A	N/A	N/A	24,5	16,276	16,276	32,724	24,5	32,724	32,724	24,5
	Pénétration/Déformation maximale (δ _m) (mm)	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4	25,4
	Paramètre d'élasticité	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	Pénétration/Déformation élastique (δ _y) (mm)	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54	2,54
	Rigidité initiale (K1) (kN/mm)	1 116	1 116	1 116	1 116	1 116	1 116	1 116	1 116	1 116	1 116	1 116	1 116
	Rigidité plastique (K2) (kN/mm)	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384	384

* Les nombres en vert représentent les valeurs inférieures, les nombres en jaune représentent les valeurs médianes et les nombres en rouge représentent les valeurs supérieures.

IV.1 Dimensionnement des tabliers

Nielson (2005) et Padgett (2007) ont présenté les propriétés utilisées pour la superstructure, soit la section des tabliers, pour les modèles de leurs neuf classes de ponts aux États-Unis (*voir* la Figure-A IV-1) alors que Tavares (2012), à la Figure-A IV-2, présente les propriétés utilisées pour la section du tablier pour le pont de Chemin des Dalles au Québec.

Afin de rester consistant avec l'approche retenue pour la matrice d'expérimentation, les valeurs (inférieures, médianes et supérieures) sont sélectionnées pour développer les modèles du présent projet de recherche.

Un regroupement des données tirées de Nielson (2005) et Padgett (2007) en fonction du nombre de travées (travées simple versus multiples) et en fonction des conditions d'appui (continues versus discontinues/simplement appuyées pour les ponts à travées multiples), et ce, en faisant fi, pour l'instant, du type de matériau utilisé pour le tablier, est requis pour répondre à la variabilité des types de tablier pour chacune des classes.

Pour les ponts à travée simple (*SS* pour « *single span* »), les valeurs sélectionnées sont surlignées en jaune dans la Figure-A IV-1. Elles prennent en considération un tablier de béton (valeurs supérieures) et un tablier en acier (valeurs inférieures). À noter que la distribution du module d'élasticité du tablier (E) est inversée par rapport à la nomination inférieure ou supérieure attribuée. Comme seulement deux valeurs sont offertes pour les tabliers de pont à travée simple, la médiane a été calculée selon la moyenne des valeurs inférieure et supérieure.

Comme il a été choisi d'étudier les ponts à travées multiples simplement appuyées (*MSSS* pour « *Multiple spans simply supported* »), les ponts à travées multiples continues (*MSC* pour « *Multiple spans continuous* ») n'ont pas été retenus pour la sélection des valeurs possibles. Les valeurs sélectionnées sont surlignées en jaune dans la Figure-A IV-1. Elles prennent en considération deux tabliers de béton (valeurs supérieures et médianes) et un tablier en acier (valeurs inférieures). À noter que la distribution du module d'élasticité du tablier (E) est encore

inversée par rapport à la nomination inférieure ou supérieure attribuée. De plus, une valeur pour le module d'élasticité du tablier (E) est sélectionnée à partir de la Figure-A IV-2 afin de compléter la sélection pour la matrice d'expérimentation. Cette valeur retenue est aussi surlignée en jaune. Ces valeurs sont attribuées aux modèles comprenant deux et trois travées.

Bridge Class	E (MPa)	End Spans				Main Span			
		I_z (m ⁴)	I_y (m ⁴)	Area (m ²)	Weight (kN/m)	I_z (m ⁴)	I_y (m ⁴)	Area (m ²)	Weight (kN/m)
MSSS Concrete	2.78E+04	0.119	75.835	3.941	92.8	1.102	103.760	5.407	127.3
MSC Concrete	2.78E+04	0.119	75.835	3.941	92.8	1.102	103.760	5.407	127.3
MSSS Concrete_Box	2.78E+04	0.171	97.449	5.461	128.6	0.523	102.198	5.719	134.7
MSSS Slab	2.78E+04	0.069	35.371	3.523	82.9	0.069	35.371	3.523	82.9
MSC Concrete	2.78E+04	0.069	35.371	3.523	82.9	0.069	35.371	3.523	82.9
MSSS Steel	2.00E+05	0.027	9.776	0.508	39.0	0.113	12.992	0.676	52.0
MSC Steel	2.00E+05	0.236	17.028	0.888	68.3	0.236	17.028	0.888	68.3
SS Concrete	2.78E+04	0.000	0.000	0.000	0.0	0.350	20.528	2.763	65.1
SS Steel	2.00E+05	0.000	0.000	0.000	0.0	0.036	2.548	0.342	26.3

Figure-A IV-1 Propriétés de la section des tabliers pour les modèles de 9 classes de ponts
Tirée de Nielson (2005) et adaptée par Padgett (2007)

Member	A	E	G	J	I_z	I_y
	m ²	MPa	MPa	m ⁴	m ⁴	m ⁴
Deck	0.4356	26100	10000	0.2540	0.2403	0.0010
Girder	0.6500	26100	10000	0.2500	0.0300	0.2200
Transverse beam 1	0.2323	26100	10000	0.0170	0.0012	0.0162
Transverse beam 2	0.4065	26100	10000	0.0508	0.0022	0.0867
Transverse beam 3	0.2903	26100	10000	0.0332	0.0016	0.0316

Figure-A IV-2 Propriétés de la section du tablier pour le pont de Chemin des Dalles
Tirée de Tavares (2012)

Ces résultats sont fusionnés pour établir la liste et la distribution des paramètres structuraux utilisés afin de dicter un certain comportement structural et mécanique représentatif. Le Tableau-A IV-2 présente les valeurs sélectionnées fusionnées pour les paramètres spécifiques aux tabliers.

Tableau-A IV-2 Valeurs sélectionnées pour les paramètres spécifiques aux tabliers

Paramètres structuraux	Limites inférieures	Valeurs médianes	Limites supérieures	Unités
Module d'élasticité du tablier (E)	26 100	27 800	200 000	MPa
Inertie du tablier (Iz) SS	0,036	0,211 *	0,350	m ⁴
Inertie du tablier (Iz) MSSS	0,027	0,523	1,102	
Inertie du tablier (Iy) SS	2,548	11,538*	20,528	m ⁴
Inertie du tablier (Iy) MSSS	9,776	75,835	103,760	
Aire de la section du tablier (A) SS	0,342	1,5525*	2,763	m ²
Aire de la section du tablier (A) MSSS	0,508	3,941	5,719	
Poids linéaire du tablier SS	26,3	45,7 *	65,1	kN/m
Poids linéaire du tablier MSSS	39,0	92,8	134,7	

* La médiane a été calculée selon la moyenne des valeurs inférieure et supérieure.

Ces sélections groupées par type de tablier restent dorénavant groupées (inférieur avec inférieur sauf pour le module d'élasticité E qui est supérieur ou vice versa). Les propriétés types d'un tablier sont considérées comme des ensembles indissociables. Cela permet de tenir compte de la représentation du matériau composant les tabliers ciblés, donc du comportement structural et mécanique correspondant à chacun d'eux. Au final, les résultats sont toujours reliés aux types de ponts définis par le ministère des Transports du Québec.

Pour des raisons géométriques reliées à la modélisation et pour faciliter les mesures caractéristiques sur le modèle, cinq poutres composent les tabliers. Cela est fixé pour permettre des comparaisons uniformes entre les modèles analysés. Tavares (2012) relève aussi, à partir de son inventaire de ponts québécois, un pont moyen possédant cinq poutres dans les tabliers. Il s'agit du nombre comportant le plus d'occurrence selon ses statistiques.

Pour des raisons d'uniformité dans la thèse, le coefficient de Poisson (ν) utilisé est de 0,2 conformément au nouveau *CAN/CSA-S6-2019*.

Les valeurs du module de cisaillement (G) sont obtenues avec la relation standard suivante (voir l'équation (A IV.10)) pour les tabliers en béton (valeurs inférieure et médiane), mais directement du *CAN/CSA-S6-2019* pour le tablier en acier (valeur supérieure, $G = 77\,000$ MPa).

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{A IV.10})$$

Où E correspond au module d'élasticité du béton et ν correspond au coefficient de Poisson.

Les moments d'inertie de torsion (J) qui sont considérés pour compléter les valeurs nécessaires au dimensionnement des tabliers sont calculés selon l'équation (A IV.11) suivante. La relation a été tirée de Young et Budynas (2002) et adaptée au système d'axe de la thèse.

$$J = I_y + I_z \quad (\text{A IV.11})$$

Où I_y et I_z correspondent respectivement aux inerties transversale et longitudinale du tablier.

IV.2 Dimensionnement des piles et des colonnes

D'autres micro-variables et leur variabilité respective pour l'ensemble des ponts sont également à considérer, notamment pour définir l'infrastructure ou la sous-structure, soient les piles et les colonnes qui composent les structures de ponts. Les paragraphes suivants présentent les données considérées.

Nielson (2005) et Padgett (2007) présentent ces paramètres et les limites inférieures et supérieures associées (*voir* la Figure-A IV-3) obtenus de l'étude de dépistage des ponts réalisée à partir de leur inventaire. Point important, Tavares (2012) rapporte les résultats qu'elle a obtenus de son étude réalisée en 2010 pour certains desdits paramètres déjà énumérés, mais pour un inventaire de ponts québécois. À cet égard, la Figure-A IV-4 montre le type de distribution, les valeurs maximales et minimales ainsi que la médiane et l'écart-type pour quelques-uns des paramètres à considérer.

Description	Abbreviation	Lower Level	Upper Level	Units
Existing/As-Built Parameters				
Concrete strength	Conc Str	26.4	40.6	MPa
Steel strength	Steel Str	438	555	MPa
Coefficient of friction for elastomeric pads	Pad Frict	50	150	%
Initial stiffness of elastomeric pads	Pad Stiff	50	150	%
Dowel strength	Dowel Str	80	120	%
Gap at dowels for expansion bearing only	Dowel Gap	0	50.8	mm
Coefficient of friction for steel expansion bearing	Exp Frict	50	150	%
Coefficient of friction for steel fixed bearing	Fxd Frict	50	150	%
Initial stiffness of steel fixed bearing	Fxd Stiff	80	120	%
Initial stiffness of passive abutment	Ab-Pas Stf	50	150	%
Initial Stiffness of active abutment	Ab-Act Stf	50	150	%
Rotational stiffness of foundations	Fnd-Rot Stf	50	150	%
Translational stiffness of foundations	Fnd-Hor Stf	50	150	%
Mass	Mass	90	110	%
Damping ratio	Damp Ratio	0.02	0.08	ratio
Gap between abutments and decks (MSSS Concrete)	Abut Gap	36	40	mm
Gap between abutments and decks (MSSS Steel)	Abut Gap	28	48	mm
Gap between abutments and decks (MSC Conc & Steel)	Abut Gap	37	116	mm
Gap between adjacent decks (MSSS Concrete)	Deck Gap	20	31	mm
Gap between adjacent decks (MSSS Steel)	Hinge Gap	18	33	mm
Loading direction (Long or Trans)	Load Dir	L	T	

Figure-A IV-3 Paramètres et valeurs associées de
l'étude de dépistage des ponts
Tirée de Nielson (2005) et Padgett (2007)

Parameter	Distrib.	Mean/Upper	Std/ Bottom	-	+	Units
Concrete Strength	normal	28	4.3	20.92	35.0729	MPa
Steel Strength	lognormal	6.13	0.0787	403.65	522.9312	MPa
Bearing Initial Stiffness	uniform	0.5	1.5	0.5	1.5	-
Abutment Passive Initial Stiffness	uniform	0.5	1.5	0.5	1.5	-
Abutment Active Initial Stiffness	uniform	0.5	1.5	0.5	1.5	-
Foundation Rotational Stiffness	uniform	0.5	1.5	0.5	1.5	-
Foundation Translational Stiffness	uniform	0.5	1.5	0.5	1.5	-
Column-Foundation Connection	-	fixed	rot. free	0	1	-
Mass Variability	uniform	0.9	1.1	0.9	1.1	-
Damping	normal	1.3	0.0607	0.4	3.0	%
Abutment Gap	normal	0.0245	0.005	0.016276	0.032724	mm
Deck Gap	normal	0.0245	0.005	0.016276	0.032724	mm
Skew angle	-	0	43	0	43	°
Parameters	Distribution parameters				Units	
Concrete strength	Normal	$\mu = 28$	$\sigma = 4.3$		MPa	
Steel strength	Lognormal	$\lambda = 6.13$	$\zeta = 0.08$		MPa	
Bearing initial stiffness	Uniform	$L = 0.5$	$U = 1.5$		Factor ¹	
Abutment passive initial stiffness	Uniform	$L = 0.5$	$U = 1.5$		Factor ¹	
Abutment active initial stiffness	Uniform	$L = 0.5$	$U = 1.5$		Factor ¹	
Foundation rotational stiffness	Uniform	$L = 0.5$	$U = 1.5$		Factor ¹	
Foundation translational stiffness	Uniform	$L = 0.5$	$U = 1.5$		Factor ¹	
Column-foundation connection type	²	fixed	free rotation		-	
Mass variability	Uniform	$L = 0.9$	$U = 1.1$		Factor ¹	
Damping	Normal	$\sigma = 1.3$	$\beta = 0.06$		%	
Abutment gap	Normal	$\mu = 24.5$	$\sigma = 5$		mm	
Deck gap	Normal	$\mu = 24.5$	$\sigma = 5$		mm	

¹Multiplication factor applied to mean values. ²Discrete categorical variable. The connection between the columns and the foundation found in the database had equal probabilities of occurrence (50% probability each).

Figure-A IV-4 Paramètres et valeurs associées
considérés dans l'analyse
Tirée de Tavares (2012) adaptée de son étude de 2010

Ces résultats sont fusionnés pour établir la liste et la distribution des paramètres structuraux utilisés afin de dicter un certain comportement mécanique représentatif. Par ailleurs, dans le but de pouvoir procéder à des conclusions cohérentes, certaines propriétés ou informations structurales ont été fixées, notamment les dimensions, le nombre et la disposition des colonnes et chevêtre dans la pile.

Afin de respecter le plus fidèlement possible l'inventaire de ponts québécois, la sélection des valeurs pour les différents paramètres d'intérêt pour l'étude priorise les données fournies par Tavares (2012). À la lumière de son tableau, les valeurs sélectionnées (inférieures, médianes et supérieures) et nécessaires à la modélisation, notamment pour la résistance du béton non confiné (f'_c) et pour la résistance de l'acier d'armature (f_y), se trouvent au Tableau-A IV-3 suivant et considère les valeurs minimales, médianes et maximales arrondies à l'unité près fournies par Tavares (2012).

Tableau-A IV-3 Valeurs sélectionnées pour certains paramètres spécifiques aux piles et colonnes

Paramètres structuraux	Limites inférieures	Valeurs médianes	Limites supérieures	Unités
Résistance du béton non confiné (f'_c)	20	28	35	MPa
Résistance de l'acier d'armature (f_y)	400	460	525	MPa

Puisque le système de pile a été considéré comme étant constitué de béton, le poids volumique des éléments des piles a été fixé à 24 kN/m³. Par conséquent, la masse desdits systèmes est constante.

Les principales dimensions des chevêtres ont été tirées de la base de données de l'inventaire du parc de ponts de la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale* obtenue du ministère des Transports du Québec. Comme le système de pile constitue un élément commun entre les différents modèles et afin de pouvoir procéder à des comparaisons valides et cohérentes, les dimensions de la section du chevêtre sont fixées et les valeurs médianes sont sélectionnées. De plus, en termes de largeur du chevêtre dans le sens transversal du pont, la valeur maximale entre la médiane de la largeur du chevêtre même et la médiane de la largeur hors-tout du tablier

est sélectionnée pour s'assurer d'une géométrie globale cohérente pour le pont. Cette approche est utilisée pour chacune des classes individuellement, soit pour les ponts à travée simple ainsi que pour les ponts à deux et trois travées distinctement. Le Tableau-A IV-4 résume les valeurs sélectionnées pour les dimensions des chevêtres.

Tableau-A IV-4 Valeurs sélectionnées pour les dimensions des chevêtres

Paramètres structuraux	Ponts à une travée	Ponts à deux travées	Ponts à trois travées	Unités
Dimension longitudinale/courte médiane	NA	1,225	1,200	m
Dimension transversale/longue médiane	NA*	13,800	13,000	m
Hauteur médiane	NA	1,000	1,067	m

* La dimension transversale qui est utilisée pour la largeur du tablier droit est de 10,100m

La largeur des tabliers est également basée sur la dimension transversale/longue médiane sélectionnée pour le chevêtre, et ce, pour la même raison qui a été énumérée dans le paragraphe précédent. Comme le montre le Tableau-A IV-4, le maximum des deux médianes est sélectionné. Puis, pour les ponts à une travée, la valeur est arrondie au 0,1 m près alors que, pour les ponts à deux et trois travées, elle est arrondie au 0,1 m près inférieur ou supérieur afin d'obtenir une division par huit précise au mm. Cela favorisera un positionnement équidistant des colonnes sur l'étendue du chevêtre. À cet effet, un espacement de 3,450 m et de 3,250 m est considéré entre les colonnes pour les modèles de ponts à deux et à trois travées respectivement. De plus, pour la largeur des tabliers, la valeur indiquée au Tableau-A IV-4 est considérée pour les modèles de ponts droits seulement. Il requiert de combiner l'information avec le biais pour calculer la largeur effective rétrécie des tabliers en biais. Cependant, la dimension transversale/longue médiane du chevêtre reste inchangée pour les modèles de ponts en biais, ce qui conservera l'uniformité du système de pile entre les modèles de la matrice d'expérimentation.

Le même inventaire du parc de ponts de la *Direction territoriale de la Capitale-Nationale* est examiné pour les éléments sous le chevêtre pour les types de ponts d'intérêt seulement. Il indique que 47,4 % des piles de ponts à deux travées sont composées de colonnes seulement (49,1 % composées de fût seulement, 3,5 % composées de colonnes sur fût partiel) alors que

54,9 % des piles de ponts à trois travées sont composées de colonnes seulement (41,5 % composées de fût seulement, 3,7 % composées de colonnes sur fût partiel). Par la suite, si seulement les colonnes sont retenues comme seule information valide pour déterminer la forme géométrique de ces dernières, les statistiques de l'inventaire fourni du parc de ponts montre que, pour les ponts à deux travées, 59,3 % des colonnes sont rectangulaires (29,6 % sont rondes, 11,1 % sont d'un type autre ou banc) alors que, pour les ponts à trois travées, 46,7 % des colonnes sont rectangulaires (46,7 % sont rondes, 6,7 % sont d'un type autre ou banc). En ce qui a trait au nombre de colonnes, les statistiques de l'inventaire révèlent qu'un nombre médian de quatre colonnes composent les piles à colonnes rectangulaires multiples pour les ponts à deux travées ainsi que pour les ponts à trois travées. Ce sont ces quatre colonnes qui dictent l'espacement uniforme entre ces celles-ci présenté au paragraphe précédent. À la lumière des résultats présentés, les piles composées de quatre colonnes rectangulaires sont majoritaires, voire médianes. C'est le type structural retenu pour le dimensionnement subséquent des modèles de la matrice d'expérimentation. Également, une étude statistique des valeurs fournies dans l'inventaire quant aux dimensions respectives des sections des colonnes rectangulaires a été effectuée sur les piles de ponts à deux et trois travées composées de quatre colonnes. Les dimensions médianes sélectionnées et arrondies aux 5mm près pour le dimensionnement sont de 905 mm x 905 mm pour les ponts à deux travées alors qu'elles sont de 760 mm x 1665 mm pour les ponts à trois travées.

Différentes problématiques liées à l'armature des colonnes ont été remarquées au fil du temps lors de séismes passés. Il faut procéder à une conception conséquente de l'armature, tant en termes de l'année de construction, voire de conception, selon les statistiques des ponts de l'inventaire que des problèmes de conception qui peuvent apparaître lors de séismes. Sachant que le code de conception en vigueur pour l'année médiane de construction (1974) est celui de 1966, il convient de procéder au dimensionnement parasismique de l'armature en fonction des exigences comprises dans ce code. Cela permet d'obtenir une armature représentative de celle que présente actuellement sur les ponts plus âgés. Les colonnes sont donc armées de la même manière que cela se faisait à l'époque.

Selon le *CAN/CSA-S6-1966*, « dans les régions où les tremblements de terre peuvent être anticipés, des dispositions sont prises afin d'accommoder les forces latérales des tremblements de terre de la manière suivante » :

$$EQ = CD \quad (A\ IV.12)$$

« Où EQ est la force latérale appliquée horizontalement dans chaque direction au centre de gravité du poids de la structure; D correspond à la charge permanente de la structure et C à un coefficient établi selon le type de sol rencontré sur le site, soit 0,02 pour les structures fondées sur des semelles de répartition sur un matériel classé 4 tonnes ou plus par pied carré; 0,04 pour les structures fondées sur des semelles de répartition sur un matériel classé de moins que 4 tonnes par pied carré; et 0,06 pour les structures fondées sur des pieux. La charge vive peut être négligée. »

Selon Leboeuf (2015) pour la présente étude, un site de classe C (conditions de référence du sol) d'un code contemporain peut correspondre à une capacité portante d'un matériel classé 4 tonnes ou plus par pied carré (4 tsf) dans le *CAN/CSA-S6-1966* en vigueur au moment de la conception. C'est donc un coefficient de 0,02 qui est utilisé pour le calcul des forces latérales des séismes nécessaires au calcul des charges et des efforts induits dans la structure des différents modèles de la matrice d'expérimentation. Par exemple, ce même code stipule des résistances du béton non confiné (f'_c) équivalent à 20,7 MPa et de l'acier d'armature (f_y) équivalent à 275 MPa. De plus, différentes exigences en termes de calibres d'armature minimum ainsi que d'espacements à respecter sont spécifiés dans le *CAN/CSA-S6-1966*. De la sorte, il exige un minimum de quatre barres, dont la grosseur ne doit pas être inférieure à un calibre #5 pour l'armature longitudinale et la grosseur ne doit pas être inférieure à un calibre #3 pour l'armature transversale, alors que « le rapport de l'aire totale en section transversale des barres à l'aire totale en section transversale de la colonne ne doit pas être inférieur à 0,01 ni supérieur à 0,08 ».

Il y a donc une détermination des efforts à considérer ainsi que des critères de conception utiles pour le choix et le positionnement des armatures comme cela se faisait à l'époque. Selon les

paramètres géométriques et structuraux des modèles de l'étude, il est possible de calculer les efforts induits, puis d'inclure toutes ces contraintes de dimensionnement dans le logiciel *spColumn Version 4.8*, élaboré par StructurePoint LLC. (2011). Ce dernier effectue une optimisation du dimensionnement avec 10#10 pour les colonnes des ponts à deux travées et 64#5 pour les colonnes des ponts à trois travées. La Figure-A IV-5 illustre cette optimisation pour la conception des colonnes.

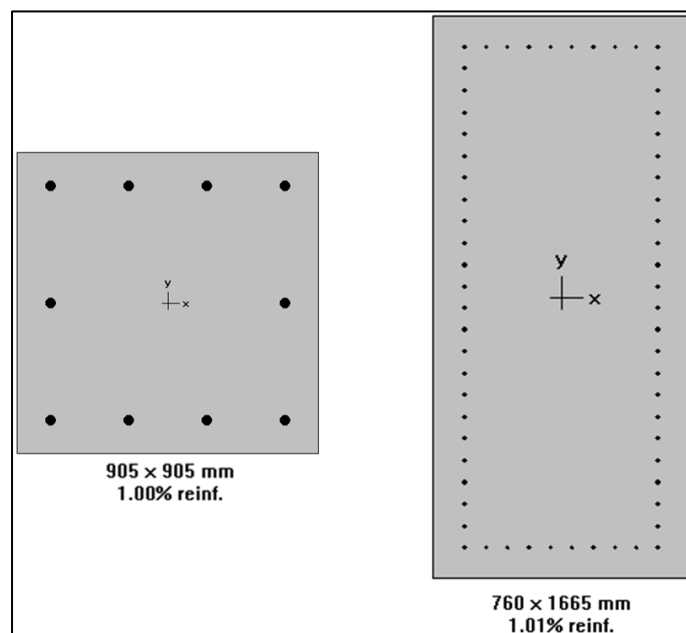


Figure-A IV-5 Armatures des colonnes
pour les ponts à deux et à trois travées

En somme, la contrainte guidant le choix des armatures longitudinales dans les colonnes est la limite inférieure du rapport d'aire d'armature longitudinale sur l'aire de la section, soit 0,01 (1 %). La disposition est présentée à la Figure-A IV-5 pour lesquelles il suffit de tracer les étriers, cadres ou épingles pour l'armature transversale dans les colonnes en respectant l'exigence des quatre coins retenus ainsi qu'une barre d'armature longitudinale sur deux ($\frac{1}{2}$) de retenue ensuite. Ces attaches transversales sont largement espacées offrant ainsi un confinement limité caractéristique de l'époque.

Le coefficient d'amortissement visqueux critique (ξ) utilisé pour les analyses dynamiques structurales est constant et de 5 %, ce qui est couramment supposé dans différentes études et difficilement discutable selon Priestley et al. (1996). De plus, le rapport d'amortissement pour le $n^{\text{ième}}$ mode de vibration (ξ_n) est exprimé avec l'équation (A IV.13) suivante tirée de Chopra (2012) basé sur la procédure de l'amortissement de Rayleigh.

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2} \quad (\text{A IV.13})$$

Où les coefficients a_0 et a_1 peuvent être déterminés à partir des rapports d'amortissement spécifiés ξ_i et ξ_j pour le $i^{\text{ième}}$ et $j^{\text{ième}}$ mode de vibration respectivement, mais pour lesquels il est assumé d'avoir le même coefficient d'amortissement visqueux critique (ξ) basé sur des données expérimentales reconnues (l'amortissement de 5 % survient dans les deux premiers modes de vibration, calculés par l'analyse de leur valeur propre). Donc, il devient raisonnable de considérer les équations (A IV.14) et (A IV.15) de Chopra (2012) pour ces paramètres.

$$a_0 = \alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (\text{A IV.14})$$

$$a_1 = \beta = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (\text{A IV.15})$$

Sachant que la relation standard pour la fréquence naturelle circulaire de vibration ω_n peut prendre la forme de l'équation (A IV.16) suivante qui est exprimée avec la période naturelle de vibration pour un $n^{\text{ième}}$ mode de vibration, T_n :

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} \quad (\text{A IV.16})$$

Les équations (A IV.14) et (A IV.15) prennent maintenant les formes concrètes plus usuelles présentées aux équations (A IV.17) et (A IV.18) suivantes exprimées, elles aussi, avec les périodes naturelles de vibration pour le $i^{\text{ième}}$ et $j^{\text{ième}}$ mode de vibration respectivement, T_i et T_j . Cela permet maintenant de définir les paramètres nécessaires à la procédure de l'amortissement de Rayleigh qui est utilisée dans le cadre de la thèse.

$$a_0 = \alpha = \xi \frac{4\pi}{T_i + T_j} \quad (\text{A IV.17})$$

$$a_1 = \beta = \xi \frac{T_i \times T_j}{\pi(T_i + T_j)} \quad (\text{A IV.18})$$

IV.3 Dimensionnement des appareils d'appui

Pour les modèles ayant des travées de longueurs supérieures, les paramètres d'appareils d'appui en élastomère confiné (« *Pot bearing* ») sont utilisés alors que, pour les travées de longueurs médianes et inférieures, les paramètres d'appareils d'appui en élastomère fretté (« *Elastomeric bearing* ») sont utilisés. Ils ont pour rôle d'attacher la superstructure à l'infrastructure du pont.

Pour les appareils d'appui en élastomère confiné (« *Pot bearing* »), les coefficients de friction (μ) sont inspirés de Goodco Z-Tech (2010b). Une valeur maximale de 3 % est proposée alors que Guizani (2015) suggère des valeurs variant de 1 à 3 %. De plus, afin de couvrir un éventail de possibilités plus large et représentatif de l'inventaire, une valeur nulle représentant un appareil d'appui mobile ne présentant pas de résistance au déplacement, un peu comme un appui de type rouleau, a aussi été sélectionnée. Au final, les valeurs sélectionnées sont comprises dans le Tableau-A IV-5. Pour compléter ce tableau, les modules de cisaillement (G) ont été sélectionnés à partir Matbase (2016). Une valeur maximale (350 MPa) et une valeur minimale (110 MPa) sont suggérées. Cependant, comme pour les coefficients de friction (μ), une valeur nulle a aussi été sélectionnée.

Tableau-A IV-5 Valeurs sélectionnées pour les paramètres spécifiques aux appareils d'appui en élastomère confiné (« *Pot bearing* »)

Paramètres structuraux	Limites inférieures	Valeurs médianes	Limites supérieures	Unités
Coefficient de friction (μ)	0	0,01	0,03	
Module de cisaillement (G)	0	110	350	MPa

Pour les appareils d'appui en élastomère fretté (« *Elastomeric bearing* »), les coefficients de friction (μ) sont inspirés de Goodco Z-Tech (2010a) indifféremment de la finition des

matériaux en contact. La source est la même pour les modules de cisaillement (G), corroborés par Cardone et Gesualdi (2012), indifféremment de la dureté de l'élastomère et de la température ambiante lors de la sollicitation en service. Cela fournit une plage de valeurs minimale et maximale qu'il a été convenu de compléter, comme pour les appareils d'appui en élastomère confiné (« *Pot bearing* »), avec des valeurs nulles. Le Tableau-A IV-6 présente les valeurs sélectionnées pour ce type d'appareils d'appui en élastomère fretté (« *Elastomeric bearing* »).

Tableau-A IV-6 Valeurs sélectionnées pour les paramètres spécifiques aux appareils d'appui en élastomère fretté (« *Elastomeric bearing* »)

Paramètres structuraux	Limites inférieures	Valeurs médianes	Limites supérieures	Unités
Coefficient de friction (μ)	0	0,10	0,20	
Module de cisaillement (G)	0	0,63	2,10	MPa

Les propriétés types d'un appareil d'appui sont considérées comme des ensembles indissociables (valeurs inférieures ensemble et vice versa).

La force de friction requise pour engager le glissement de l'élastomère est considérée comme étant la limite d'élasticité (F_y) de l'appareil d'appui. Cette dernière est définie par l'équation (A IV.19) suivante.

$$F_y = \mu \times P_v \quad (\text{A IV.19})$$

Où μ est le coefficient de friction de l'appareil d'appui et P_v est la force verticale associée à la charge permanente du poids propre du tablier, et ce, sachant que chaque appareil d'appui (deux pour chaque poutre pour les cinq poutres composant le tablier) reprend le dixième (1/10) de la charge permanente du poids propre du tablier qu'il supporte.

Toujours en considérant la force verticale associée à la charge permanente du poids propre du tablier (P_v), un dimensionnement des appareils d'appui peut être fait en vue d'une sélection

des principales dimensions utiles à sa description. À la lumière des charges permanentes du poids propre du tablier supportées par un appareil d'appui (1/10), si la force verticale maximale présente dans toute la matrice d'expérimentation (≈ 75 kN) est considérée, une sélection des dimensions minimales pourra être faite dans le but d'être conservateur et d'attribuer ces propriétés à l'ensemble des modèles. Ainsi, selon Goodco Z-Tech (2010a), un appareil d'appui en élastomère fretté (« *Elastomeric bearing* ») de 300 mm x 200 mm avec une épaisseur totale de 40 mm pour le matériau d'élastomère est sélectionné pour répondre aux différents critères présentés. La même superficie est retenue pour les appareils d'appui en élastomère confiné (« *Pot bearing* »), mais une épaisseur totale de 2,5 mm pour le matériau de *PTFE* est retenue conformément à Ministère des Transports du Québec (2012c).

Une autre façon d'exprimer les données présentées dans les tableaux et paragraphes précédents consiste à calculer la rigidité (K) de l'appareil d'appui en élastomère. Cette rigidité est estimée selon l'équation (A IV.20) obtenue de Goodco Z-Tech (2010a). Elle facilite notamment la définition des matériaux et éléments composant les appareils d'appui mobiles lors de la modélisation des différents modèles de ponts de la matrice d'expérimentation.

$$K = \frac{G \times A}{T} \quad (\text{A IV.20})$$

Où G est le module de cisaillement du matériau d'élastomère, A est l'aire en plan du bloc d'élastomère alors que T est l'épaisseur totale du matériau d'élastomère.

Au-delà du comportement élastique de l'appareil d'appui en élastomère, ce dernier a un comportement plastique uniforme. Avec ce rapport d'écrouissage (plasticité/élasticité) nulle, son comportement est donc élastique parfaitement plastique.

Évidemment, ce dimensionnement, et les propriétés qui y sont associées, est attribué aux appareils d'appui mobiles en élastomère seulement, et ce, pour les degrés de liberté (*DDL*) liés aux déplacements dans les sens longitudinal et transversal du pont. Le *DDL* du déplacement vertical est fixé pour des raisons de retenue évidente alors que les *DDL* liés aux rotations sont

permis. Les appareils d'appui fixes voient leurs différents *DDL* liés aux déplacements fixés dans l'espace et leurs *DDL* liés aux rotations sont permis.

IV.4 Dimensionnement des impacts aux joints

Dans l'optique de simuler une possibilité d'impact aux joints des tabliers, soit entre un tablier et une culée ou soit entre deux tabliers adjacents, un espace disponible est dimensionné dans le sens longitudinal du pont pour permettre un déplacement longitudinal du tablier. Lorsque cet espace est comblé par ledit déplacement lors de la sollicitation sismique, une sollicitation du matériau adjacent (tablier ou culée) est prise en compte afin de représenter un impact entre les éléments, donc un arrêt du déplacement et un début de pénétration / d'enclenchement avec l'élément / le matériau adjacent.

Les valeurs sélectionnées (inférieures, médianes et supérieures) pour les espaces disponibles avant les impacts aux joints sont prises des données québécoises fournies par Tavares (2012). Ainsi, les valeurs dissociables suivantes, comprises dans le Tableau-A IV-7, sont attribuées aléatoirement aux modèles de la matrice d'expérimentation.

Tableau-A IV-7 Valeurs sélectionnées pour les paramètres spécifiques aux impacts aux joints

Paramètres structuraux	Limites inférieures	Valeurs médianes	Limites supérieures	Unités
Espace au joint tablier-culée	16,276	24,5	32,724	mm
Espace au joint tablier-tablier	16,276	24,5	32,724	mm

Dans le sens transversal, l'impact aux joints de tablier est substitué par un espace disponible avant d'enclencher un goujon en acier ou de solliciter une plaque guide en acier. L'approche de dimensionnement et de fonctionnement des appareils d'appui mobiles en élastomère et des impacts associés est inspirée, indifféremment des dimensions, de Nielson (2005) et de ses « *Low-Type Expansion Bearing* ». La Figure-A IV-6 illustre le système d'appareils d'appui retenu. À cet égard, l'espace disponible est de 3 mm dans le sens transversal (positif comme

négatif) afin de représenter un impact entre les éléments, donc un arrêt du déplacement et un début de pénétration / d'enclenchement avec l'élément / le matériau adjacent.

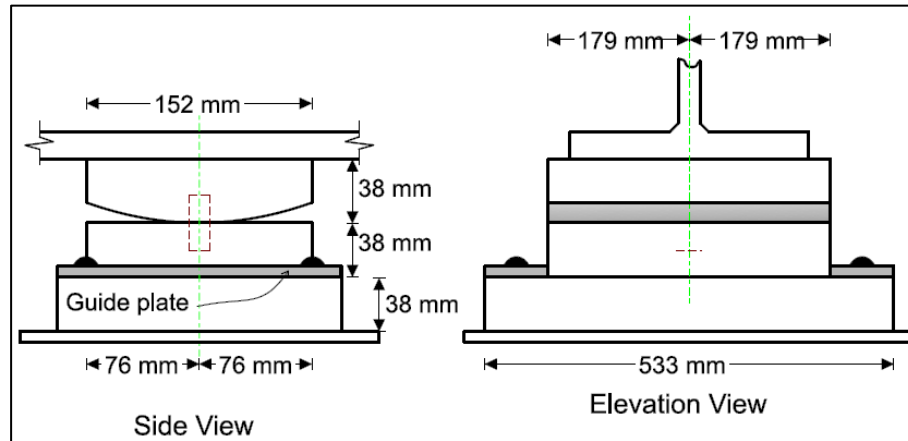


Figure-A IV-6 Approche retenue pour les appareils d'appui mobiles en élastomère inspirée des « *Low-Type Expansion Bearing* »
Tirée de Nielson (2005)

IV.5 Propriétés des tabliers

Les propriétés des tabliers ont été citées précédemment. Comme les tabliers sont reconnus se comporter de manière élastique, elles peuvent être exprimées sous la forme du Tableau-A IV-8 pour les tabliers de ponts à une travée et du Tableau-A IV-9 pour les tabliers de ponts à deux et trois travées. Ce qui est requis pour correspondre à la définition d'un matériau élastique avec le logiciel de calcul de structures *SAP2000 Version 15.0.0* (Computers & Structures Inc., 2011).

Tableau-A IV-8 Propriétés des tabliers de ponts à une travée (Élastique)

E_c	$\gamma_{\text{Béton}}$	U	G	$\alpha_{T, \text{Béton}}$
MPa	kN/m ³		MPa	mm/mm/°C
26 100	23,5613	0,2	10875	10x10 ⁻⁶
27 800	29,4364	0,2	11583	10x10 ⁻⁶
200 000	76,9006	0,2	77000	12x10 ⁻⁶

Tableau-A IV-9 Propriétés des tabliers de ponts à deux et trois travées (Élastique)

E_c	$\gamma_{\text{Béton}}$	U	G	α_T , Béton
MPa	kN/m ³		MPa	mm/mm/°C
26 100	23,5531	0,2	10875	10x10 ⁻⁶
27 800	23,5473	0,2	11583	10x10 ⁻⁶
200 000	76,7717	0,2	77000	12x10 ⁻⁶

IV.6 Courbe contrainte-déformation du béton

Les parties des colonnes situées en dehors des zones de rotules plastiques sont modélisées à l'aide d'éléments élastiques linéaires de type poutre-colonne puisque la plastification n'est pas anticipée lors des sollicitations sismiques dans ces dernières. Il en est de même pour les éléments constituant le chevet. Les propriétés, qui définissent le comportement élastique linéaire du matériau de béton de ces éléments, sont exprimées sous la forme du Tableau-A IV-10. Ceci est conforme à la définition d'un matériau élastique avec le logiciel de calcul de structures *SAP2000 Version 15.0.0* (Computers & Structures Inc., 2011).

Tableau-A IV-10 Propriétés du béton (Élastique)

E_c	f'_c	$\gamma_{\text{Béton}}$	U	G	α_T , Béton
MPa	MPa	kN/m ³		MPa	mm/mm/°C
21 655,7	20	24	0,2	9023	10x10 ⁻⁶
24 275,8	28	24	0,2	10115	10x10 ⁻⁶
26 273,1	35	24	0,2	10947	10x10 ⁻⁶

Dans le modèle de béton confiné, la contrainte de compression f'_{cc} est donnée par :

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1,254 + 2,254 \sqrt{1 + \frac{7,94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (\text{A IV.21})$$

Où f'_l est la contrainte latérale effective de l'acier d'armature de confinement et est donnée par :

$$f'_l = f_l k_e \quad (\text{A IV.22})$$

Pour laquelle le coefficient d'efficacité du confinement, k_e , est défini par :

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (\text{A IV.23})$$

Pour l'équation (A IV.23) et dans le cas des sections rectangulaires, ρ_{cc} est le rapport entre l'aire d'armature longitudinale et l'aire du noyau de béton, les distances b_c , d_c , w'_i et s' sont définies dans la Figure-A IV-7 alors que la contrainte latérale sur le béton due à l'acier d'armature de confinement, f_l , doit être calculée dans les deux directions principales (x, y) de la section, soit :

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} \quad (\text{A IV.24})$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh} \quad (\text{A IV.25})$$

Où f_{yh} est la limite élastique de l'armature transversale alors que ρ_x et ρ_y sont les rapports entre le volume d'armature transversale de confinement et le volume de béton confiné dans les directions X et Y , respectivement. Enfin, la déformation ε_{cc} , correspondant à la résistance maximale en compression du béton confiné, est donnée par :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left(1 + 5 \left(\frac{f_{lcc}}{f'_{lco}} - 1 \right) \right) \quad (\text{A IV.26})$$

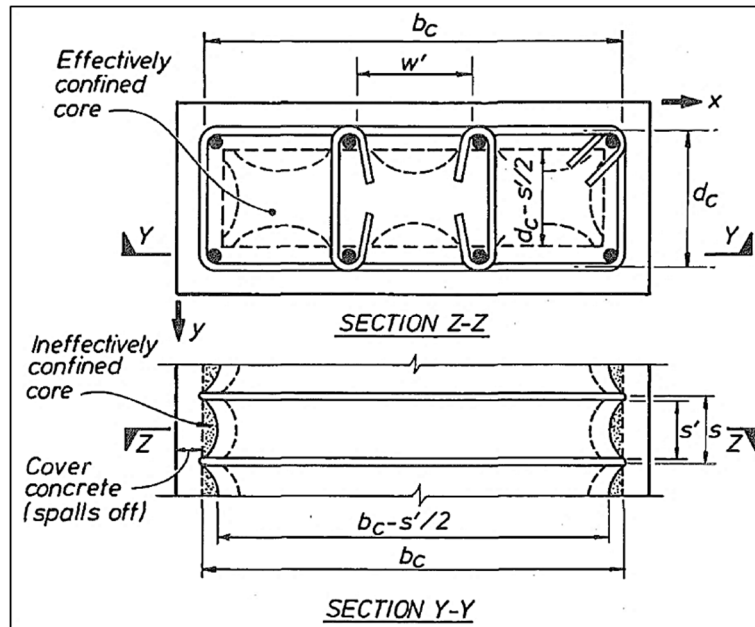


Figure-A IV-7 Confinement effectif du noyau d'une section rectangulaire en béton armé
Tirée de Mander et al. (1988)

Le Tableau-A IV-11 et le Tableau-A IV-12 résument les propriétés en compression et en traction respectivement du béton non confiné et du béton confiné attribuées aux différents modèles compris dans la matrice d'expérimentation du projet.

Tableau-A IV-11 Propriétés du béton non confiné (Takeda / Mander)

E_c	f'_{co}	ϵ_{co}	f'_{cu}	ϵ_u	f'_t	ϵ_t	Pente finale (E)	$\gamma_{\text{Béton}}$	U	α_T , Béton
MPa	MPa	m/m	MPa	m/m	MPa	m/m		kN/m ³		mm/mm/°C
21 655,7	20	0,002	17,1071	0,0035	2,7851	0,0001286	-0,1	24	0,2	10x10 ⁻⁶
24 275,8	28	0,0021	22,5512	0,0035	3,2953	0,0001357	-0,1	24	0,2	10x10 ⁻⁶
26 273,1	35	0,0021875	26,6991	0,0035	3,6843	0,0001402	-0,1	24	0,2	10x10 ⁻⁶

Tableau-A IV-12 Propriétés du béton confiné (Takeda / Mander)

E_c	f'_{co}	ϵ_{co}	f'_{cu}	ϵ_u	f'_t	ϵ_t	Pente finale (E)	$\gamma_{\text{Béton}}$	U	α_T , Béton
MPa	MPa	m/m	MPa	m/m	MPa	m/m		kN/m ³		mm/mm/°C
21 655,7	Calculs	Calculs	17,1071	0,0175	2,7851	0,0001286	-0,1	24	0,2	10x10 ⁻⁶
24 275,8	Calculs	Calculs	22,5512	0,0175	3,2953	0,0001357	-0,1	24	0,2	10x10 ⁻⁶
26 273,1	Calculs	Calculs	26,6991	0,0175	3,6843	0,0001402	-0,1	24	0,2	10x10 ⁻⁶

Les courbes contrainte-déformation typiques (basées sur les propriétés médianes) correspondantes sont montrées à la Figure-A IV-8.

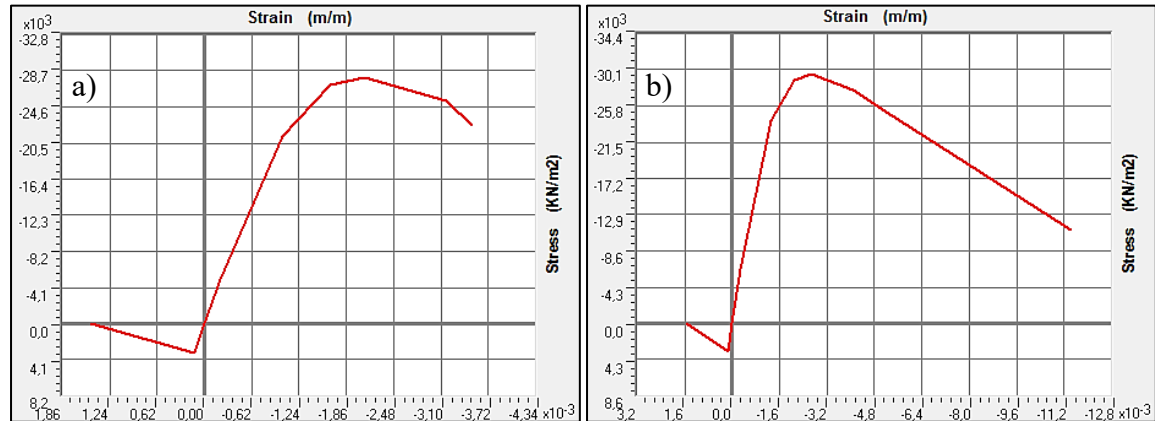


Figure-A IV-8 Courbes contrainte-déformation typiques (médiane) pour le béton
a) non confiné et b) confiné

IV.7 Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature

Le Tableau-A IV-13 résume les propriétés nécessaires en compression et en traction pour décrire le comportement de l'acier d'armature. Ces caractéristiques sont associées aux différents modèles compris dans la matrice d'expérimentation du projet.

Tableau-A IV-13 Propriétés de l'acier des armatures (Kinematic / Park)

E_s	f_y	f_{ye}	ϵ_y	f_{su} f_u	f_{ue}	ϵ_{sh} $\epsilon_{D\text{début du durcissement}}$	ϵ_{su} ϵ_u	Pente finale (E)	γ_{Acier}	U	$\alpha_{T, Acier}$
MPa	MPa	MPa	m/m	MPa	MPa	m/m	m/m		kN/m ³		mm/mm/°C
200 000	400	303	0,002	460	455	0,02	0,12	-0,1	77	0,2	12×10^{-6}
200 000	460	349	0,0023	529	523	0,02	0,12	-0,1	77	0,2	12×10^{-6}
200 000	525	398	0,002625	604	597	0,02	0,12	-0,1	77	0,2	12×10^{-6}

La courbe contrainte-déformation typique (basée sur les propriétés médianes) correspondante est montrée à la Figure-A IV-9.

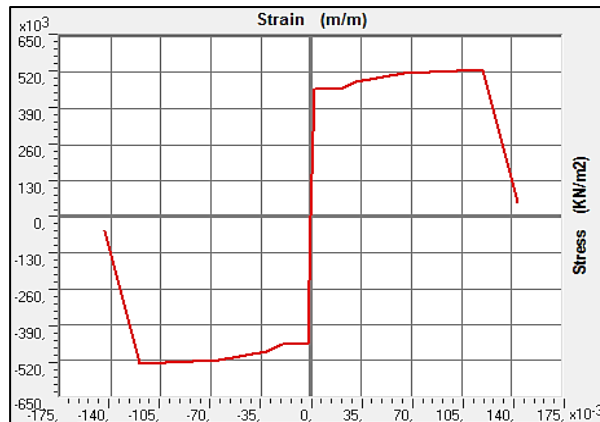


Figure-A IV-9 Courbe contrainte-déformation typique (médiane) pour l'acier d'armature

IV.8 Courbe contrainte-déformation pour les appareils d'appui

Les diverses valeurs et équations mentionnées précédemment lors du dimensionnement des appareils d'appui sont utiles à la compréhension du comportement non linéaire adopté par les appareils d'appui en élastomère. La présente section se consacre à l'illustration de la courbe contrainte-déformation qui a été sélectionnée pour les appareils d'appui. La configuration des systèmes d'appareils d'appui en élastomère utilisé pour les modèles de ponts de la matrice d'expérimentation consiste principalement en un bloc de caoutchouc en élastomère. Un sous-système de retenue transversale est aussi présent et consiste à des goujons en acier, voire à une plaque guide en acier ancrée dans la culée ou le chevêtre ainsi que dans la face inférieure de la poutre. Chaque élément du système d'appareils d'appui fournit une contribution distincte dans le transfert de forces. Le bloc en élastomère transfère la charge horizontale, longitudinalement et transversalement, en développant une force de friction tandis que les goujons d'acier, voire la plaque guide en acier, fournissent une résistance transversale par une action de type poutre. Il est donc justifié qu'un modèle de chaque élément, le bloc de caoutchouc d'élastomère et les plaques guides en acier, soit développé séparément, puis combiné en parallèle pour obtenir l'action composite appropriée.

Selon l'approche choisie de Nielson (2005) (voir la Figure-A IV-10), le chargement de l'appareil d'appui en élastomère dans le sens longitudinal présente une rigidité initiale, k_e , et

un rigidité qui se rapproche de zéro, k_p , une fois que la force de friction est atteinte. Au-delà du comportement élastique, ce dernier a un comportement plastique uniforme, soit un glissement du bloc de caoutchouc en élastomère sur la surface d'appui. Avec ce rapport d'écroutissage (plasticité/élasticité) nulle, son comportement est bilinéaire, soit élastique parfaitement plastique. Nielson (2005) constate que, dû à une certaine corrosion et à des débris présents dans les appareils d'appui, cela n'est pas une représentation parfaite du comportement des appareils d'appui, mais que cela fournit toujours une approximation valable pour symboliser le comportement général.

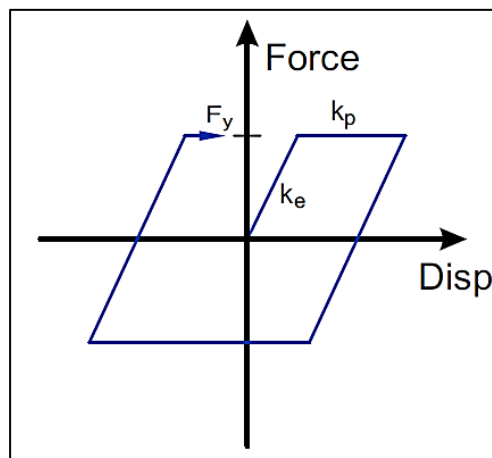


Figure-A IV-10 Loi de comportement des appareils d'appui en élastomère dans la direction longitudinale
Adaptée de Nielson (2005)

Toujours selon l'approche choisie de Nielson (2005) (voir la Figure-A IV-11), le comportement transversal de l'appareil d'appui en élastomère est un peu plus complexe que le comportement longitudinal. Il est beaucoup plus proche du comportement observé dans l'appareil d'appui fixe. Nielson (2005) précise qu'il comporte des plaques de guidage transversales en acier qui offrent une rigidité et une résistance supplémentaires à l'appareil d'appui, ou plus précisément, au bloc de caoutchouc en élastomère. La transition du glissement vers l'impact est traitée avec un matériau hystérétique et un espace disponible associé. Cela symbolise un impact entre les éléments, donc un arrêt de la déformation ou du glissement du bloc de caoutchouc en élastomère et un début d'enclenchement ou de sollicitation de la plaque

guide en acier. Dans le sens transversal, la loi de comportement hystérétique est combinée à la même loi de comportement bilinéaire élastique parfaitement plastique retenue pour la direction longitudinale. Sur la Figure-A IV-11, la rigidité initiale, k_1 , est de 87,5 kN/mm et l'espace avant l'engagement de ce matériau est de 3 mm. Nielson (2005) montre que l'hystérésis de l'appareil d'appui n'est pas assez antisymétrique par rapport à l'origine probablement à cause des débris et de la corrosion dans l'appareil d'appui.

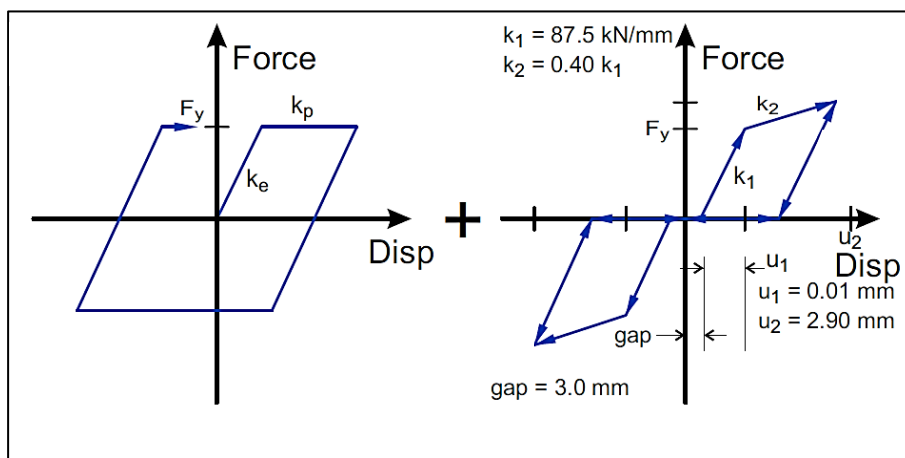


Figure-A IV-11 Loïs de comportement des appareils d'appui en élastomère dans la direction transversale
Adaptée de Nielson (2005)

Dans le logiciel de calcul de structures *SAP2000 Version 15.0.0* de Computers & Structures Inc. (2011), la loi de comportement bilinéaire élastique parfaitement plastique des appareils d'appui en élastomère dans la direction longitudinale et transversale est incluse dans un « *Link Element* » de type « *Rubber Isolator* ». La loi de comportement hystérétique des appareils d'appui en élastomère dans la direction transversale est incluse dans un « *Link Element* » de type « *Gap* » et « *Hook* » pour respecter un sens transversal positif ou négatif.

IV.9 Courbe contrainte-déformation pour les éléments d'impact

Le dimensionnement des impacts aux joints longitudinaux des tabliers, soit entre un tablier et une culée ou soit entre deux tabliers adjacents, a été présenté précédemment pour lequel diverses valeurs sélectionnées ont été énumérées. La présente section se consacre à

l'illustration du comportement non linéaire et de la courbe contrainte-déformation qui a été sélectionnée pour modéliser les impacts aux joints longitudinaux des tabliers.

Les ponts à travées multiples simplement appuyées, qui ne possèdent pas une continuité adéquate sur la longueur du pont, sont particulièrement sensibles à ce phénomène lorsqu'ils sont chargés sismiquement. Des séismes relativement récents, tels que ceux de Northridge en 1994 et de Kobe en 1995, ont mis en évidence les effets néfastes du martèlement d'éléments adjacents dans les ponts, comme l'éclatement et l'écaillage du tablier ainsi que la perte d'appui des poutres (Nielson, 2005). Ceci démontre l'importance de ce phénomène, d'où l'intérêt d'inclure les effets du martèlement lors de la génération de modèles analytiques de ponts. Le concept de l'élément de contact est assez simple, mais la modélisation réelle de son comportement est plus exigeante. Muthukumar (2003) recommande une procédure pour générer des éléments de contact appropriés, soit d'utiliser un ressort non linéaire (bilinéaire) incluant un espace pour saisir et simuler les effets d'impact des tabliers, y compris la dissipation d'énergie. Cette configuration est illustrée à la Figure-A IV-12.

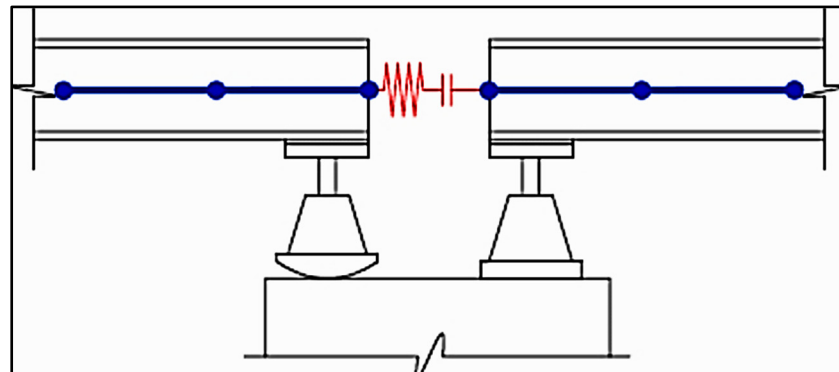


Figure-A IV-12 Élément de contact pour simuler un impact des tabliers de ponts avec un ressort non linéaire incluant un espace
Tirée de Nielson (2005)

L'élément de contact considère un espace disponible dans le sens longitudinal entre les éléments adjacents du pont pour permettre un déplacement longitudinal du tablier. Lorsque l'espace associé est fermé par ce déplacement lors de la sollicitation sismique, il y a impact aux joints par arrêt du déplacement et développement d'un comportement hystérétique qui

représente une sollicitation par déformation ou pénétration du matériau ou de l'élément adjacent (tablier ou culée). La Figure-A IV-13 illustre le modèle hystérétique recommandé par Muthukumar (2003) et Nielson (2005). Les auteurs mentionnent que le modèle analytique non linéaire avec un espace, utilisé pour tous les éléments d'impact de l'étude, est développé en utilisant plusieurs valeurs typiques recommandées. À cet égard, la déformation ou pénétration maximale, δ_m , est fixée à 25,4 mm alors que la déformation ou pénétration élastique, δ_y , est admise être équivalente à $(a) * (\delta_m)$, où le paramètre d'élasticité, a , est de 0,10, donc $\delta_y = 2,54$ mm. Ils ajoutent que la dérivation des paramètres de rigidité initiale, K_{t1} , et de rigidité plastique, K_{t2} , utilise l'énergie dissipée lors de l'impact par rapport à la zone dans l'hystérésis. En assimilant ces deux valeurs et en supposant une déformation maximale, δ_m , les rigidités peuvent être calculées, soient $K_{t1} = 1116$ kN/mm et $K_{t2} = 384$ kN/mm.

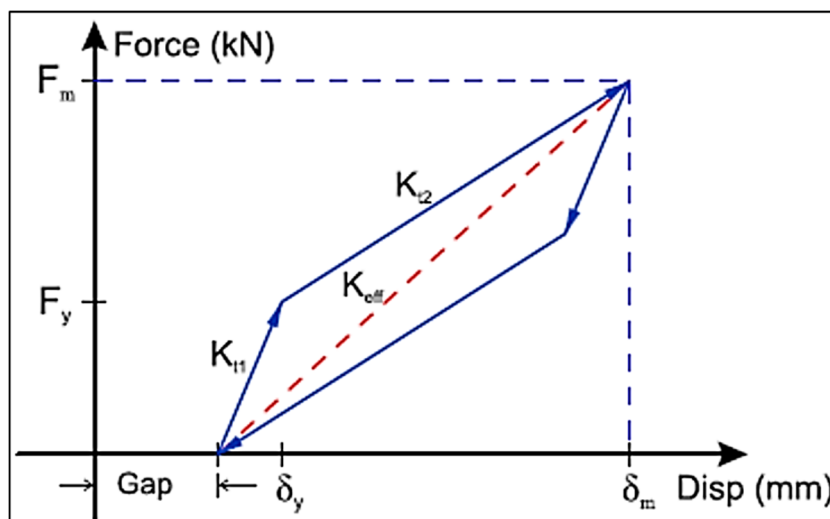


Figure-A IV-13 Loi de comportement des éléments d'impact aux joints longitudinaux entre les tabliers ou entre un tablier et une culée
Tirée de Nielson (2005)

La loi de comportement hystérétique des éléments d'impact aux joints longitudinaux entre les tabliers ou entre un tablier et une culée est incluse dans un « *Link Element* » de type « *Gap* » lors de la modélisation avec le logiciel de calcul de structures *SAP2000 Version 15.0.0* de Computers & Structures Inc. (2011).

ANNEXE V

ACCÉLÉROGRAMMES ET SPECTRES HISTORIQUES

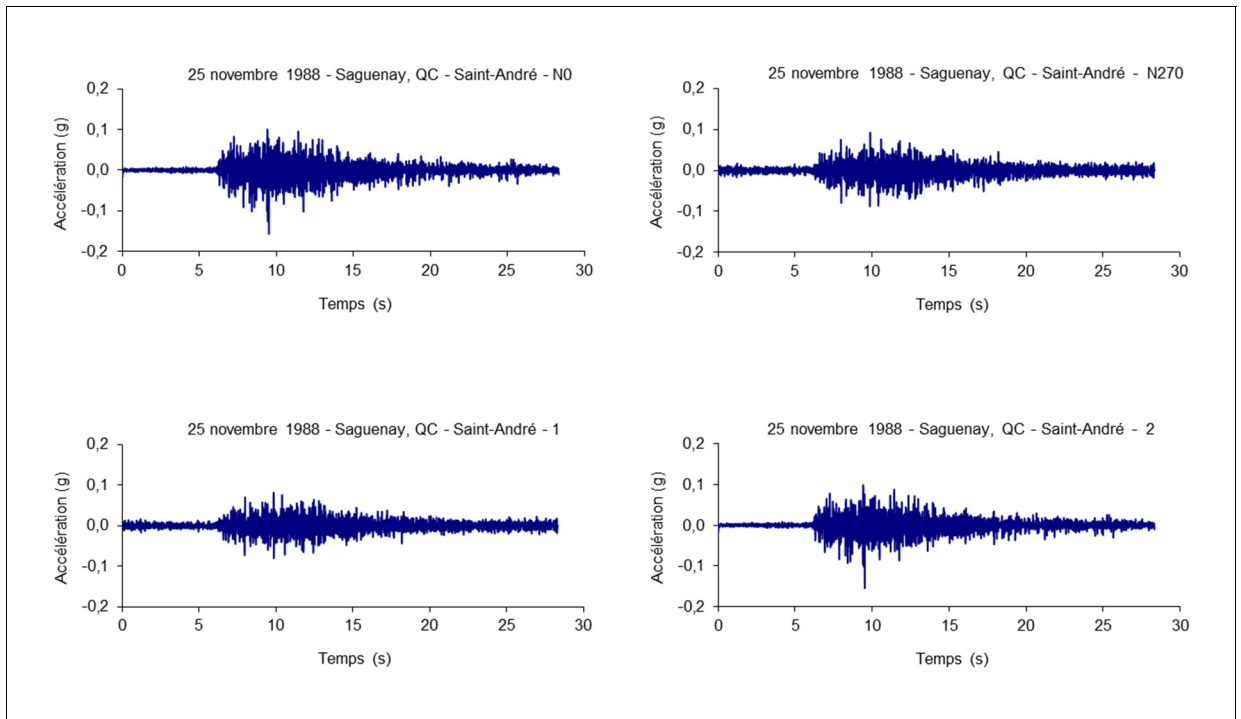


Figure-A V-1 Accélérogrammes du séisme de Saguenay tels qu'enregistrés à Saint-André et tels que transformés selon les directions principales

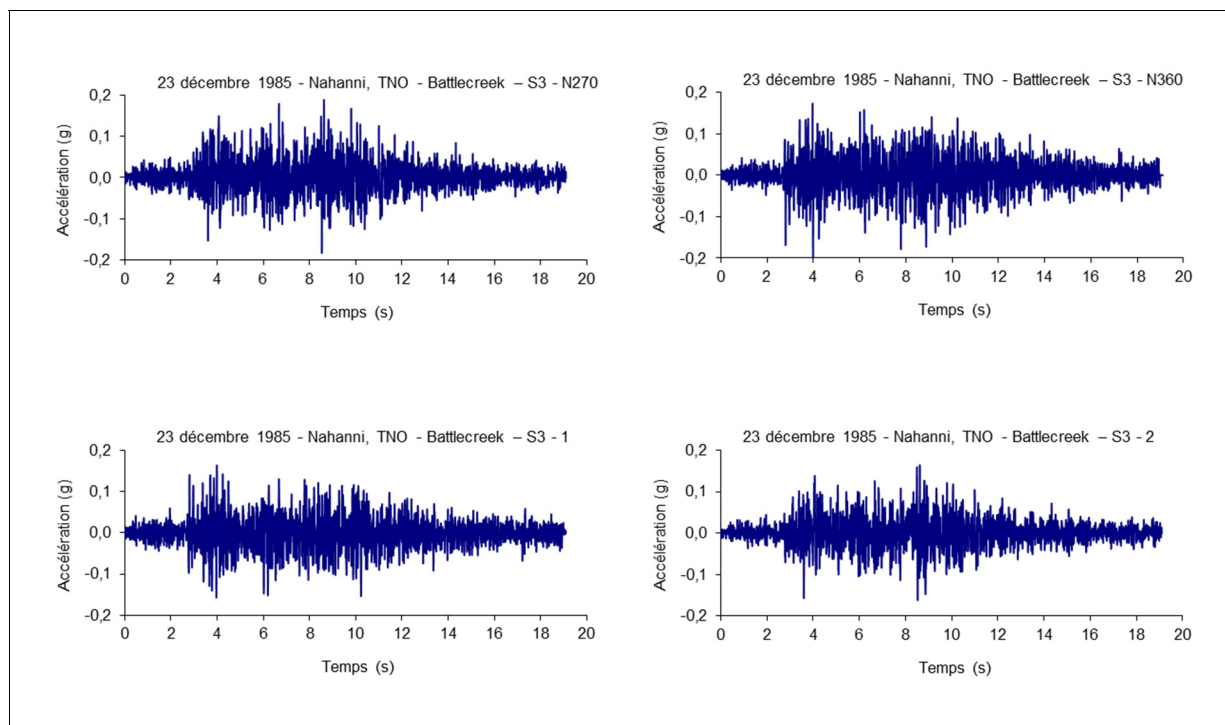


Figure-A V-2 Accélérographes du séisme de Nahanni tels qu'enregistrés à Battlecreek – S3 et tels que transformés selon les directions principales

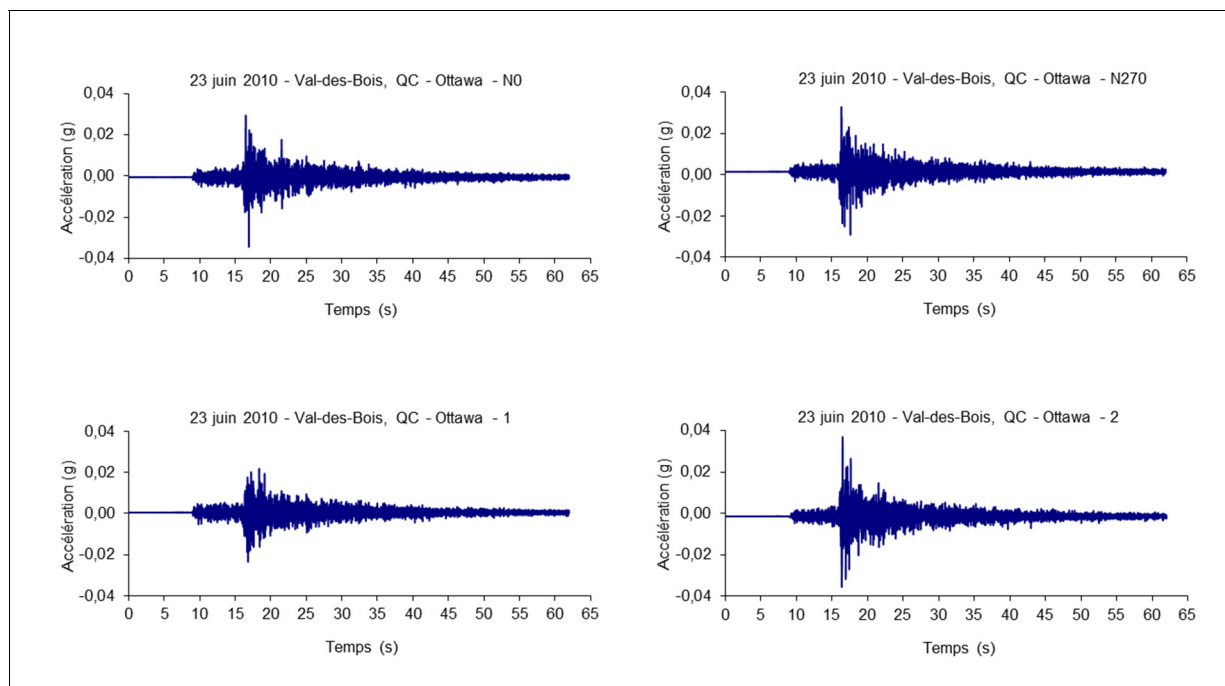


Figure-A V-3 Accélérographes du séisme de Val-des-bois tels qu'enregistrés à Ottawa et tels que transformés selon les directions principales

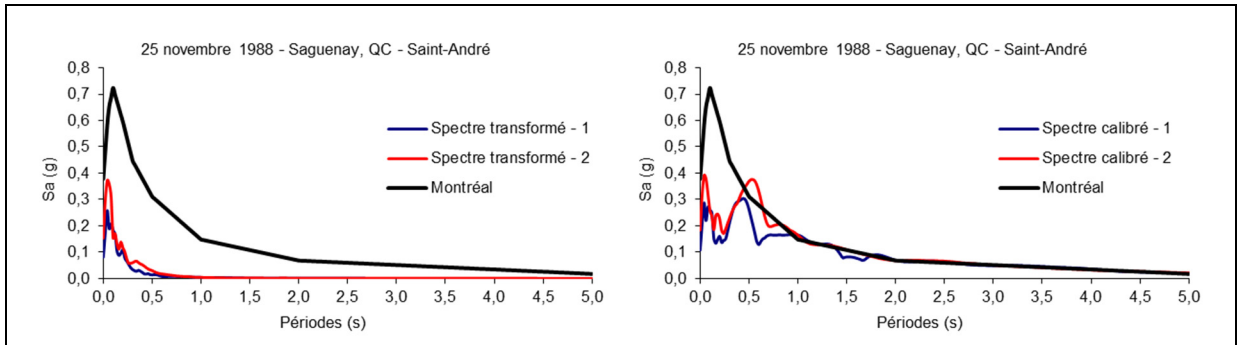


Figure-A V-4 Calibration dans le domaine temporel des composantes horizontales des signaux sismiques du séisme de Saguenay - Saint-André sur le spectre d'accélération cible de Montréal et sur un site de classe C et pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans

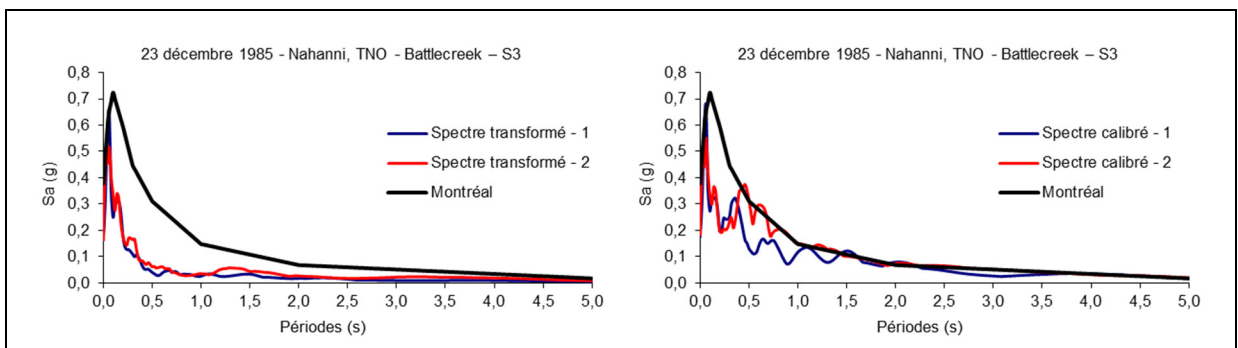


Figure-A V-5 Calibration dans le domaine temporel des composantes horizontales des signaux sismiques du séisme de Nahanni sur le spectre d'accélération cible de Montréal et sur un site de classe C et pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans

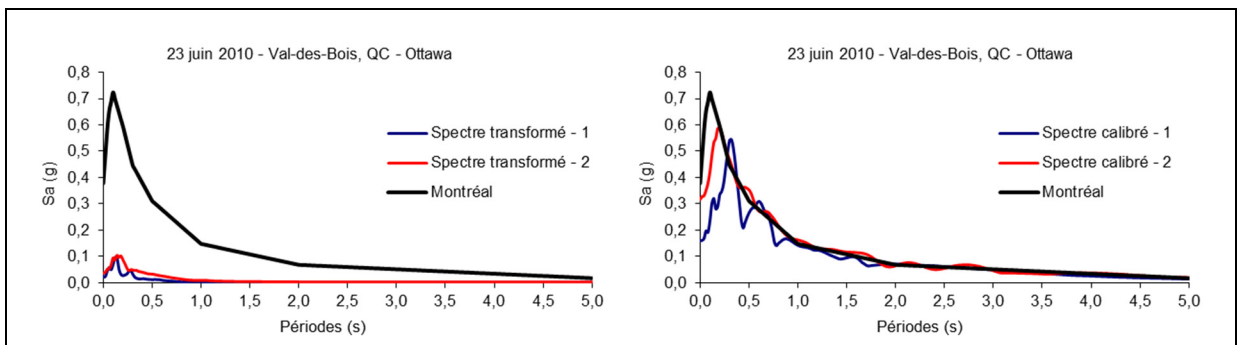


Figure-A V-6 Calibration dans le domaine temporel des composantes horizontales des signaux sismiques du séisme de Val-des-Bois sur le spectre d'accélération cible de Montréal et sur un site de classe C et pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans

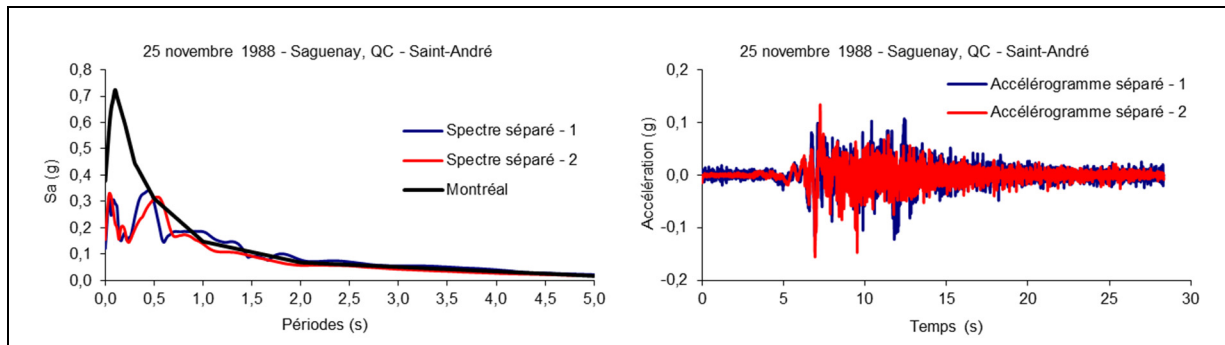


Figure-A V-7 Séparation avec les spectres d'accélération ainsi que les accélérogrammes de l'enregistrement sismique historique de la direction principale majeure et de la direction secondaire mineure pour le séisme de Saguenay – Saint-André par rapport au même spectre d'accélération cible de Montréal

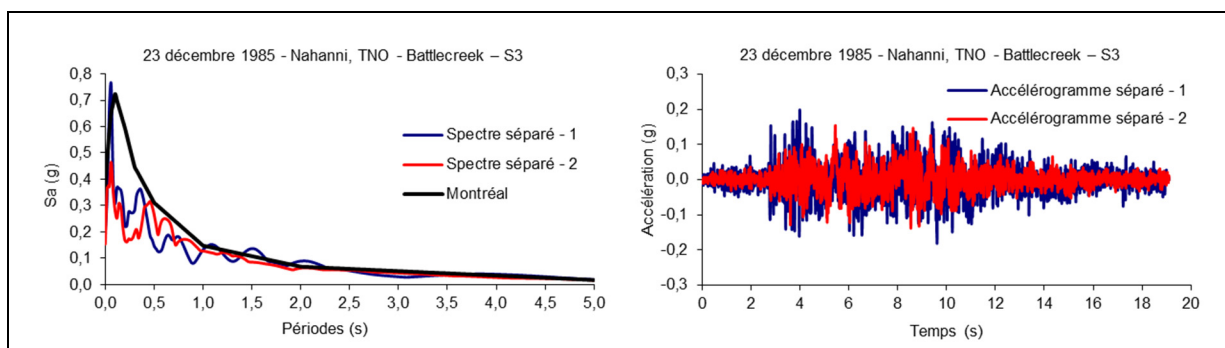


Figure-A V-8 Séparation avec les spectres d'accélération ainsi que les accélérogrammes de l'enregistrement sismique historique de la direction principale majeure et de la direction secondaire mineure pour le séisme de Nahanni par rapport au même spectre d'accélération cible de Montréal

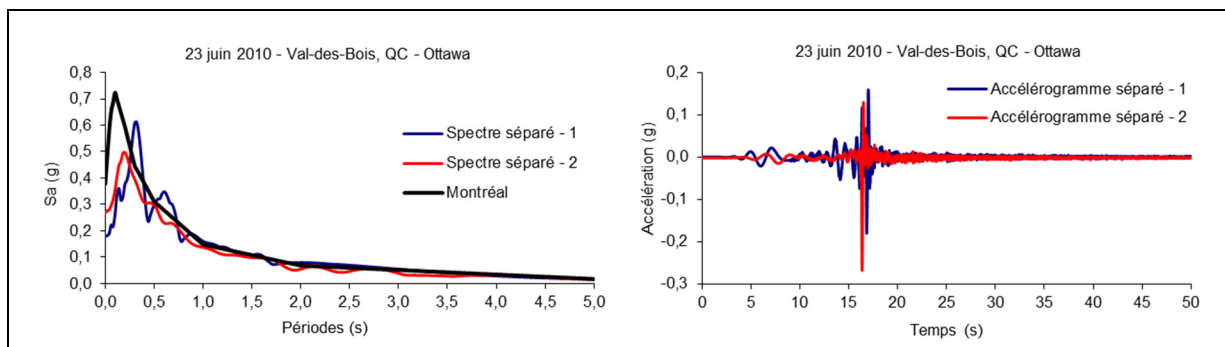


Figure-A V-9 Séparation avec les spectres d'accélération ainsi que les accélérogrammes de l'enregistrement sismique historique de la direction principale majeure et de la direction secondaire mineure pour le séisme de Val-des-Bois par rapport au même spectre d'accélération cible de Montréal

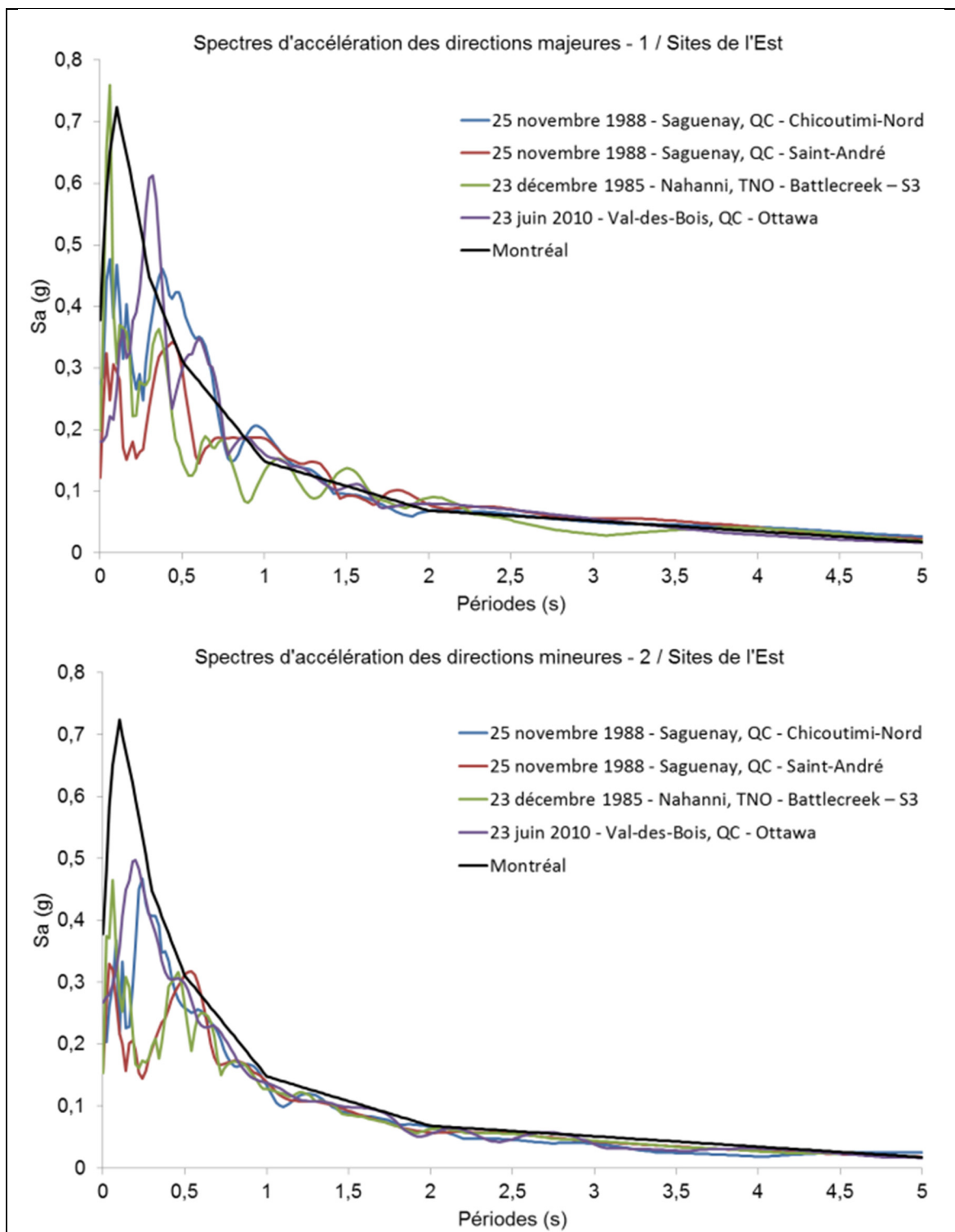


Figure-A V-10 Séparation avec les spectres d'accélération des enregistrements sismiques historique de la direction principale majeure et de la direction secondaire mineure pour tous les séismes par rapport à leur spectre d'accélération cible de Montréal (Est)

ANNEXE VI

ACCÉLÉROGRAMMES ET SPECTRES ARTIFICIELS

VI.1 Particularités de la méthode de sélection des accélérographes artificiels

Les mouvements du sol de l'Est du Canada sont simulés pour des magnitudes du moment $M = 6$ et pour $M = 7$, et, pour chacune de ces magnitudes, il y a deux plages de distance par rapport à une « faille » : $M = 6$ entre 10 et 15 km ($M = 6$ groupe 1) ainsi qu'entre 20 et 30 km ($M = 6$ groupe 2); $M = 7$ entre 15 et 25 km ($M = 7$ groupe 1) ainsi qu'entre 50 et 100 km ($M = 7$ groupe 2). La Figure-A VI-1 présente les paramètres utilisés pour générer les séries d'accélérographes temporels.

Parameter		Median Value
Geometric spreading, $R^b - b$		-1.3 (0 – 70 km)
		+0.2 (70 – 140 km)
		-0.5 (> 140 km)
Quality Factor, Q-value		$Q = 893f^{0.32}$ $Q_{min} = 1000$
Duration as a function of the distance		0.0 (0 – 10 km)
		+0.16 (10 – 70 km)
		-0.03 (70 – 130 km)
		+0.04 (> 130 km)
Regional amplifications constants		
Site	Shear wave velocity (13 km depth - β)	3.7 km/s
	Density (13 km depth)	2.8 g/m ³
	Rupture propagation speed	0.8 β
	Frequency	Amplification Factor
	0.0001	1.000
	0.1014	1.073
	0.2402	1.145
	0.4468	1.237
	0.7865	1.394
	Amplification of horizontal component - soil related Class C	1.3840
		1.9260
		2.8530
		4.0260
		6.3410
		12.5400
Crust	Kappa, κ	0.005
	Fault displacement	50°
	Fault size	Well and Coppersmith (1994)
		0.6 length
		0.6 width
hypocenter location		random

Figure-A VI-1 Paramètres utilisés pour générer les séries d'accélérographes temporels
Tirée de Tavares (2012) qui l'a tirée de Atkinson et Boore (2006)

À partir de ces paramètres, Atkinson (2015) génère 180 accélérogrammes temporels, soit deux régions composées de deux groupes/séries de 15 scénarios/paires de trois accélérogrammes temporels. Ensuite, pour une paire-trio qui correspond le plus à un des scénarios magnitude-distance hypocentrale ciblés de la déaggrégation d'intérêt, deux des trois accélérogrammes temporels doivent être choisis, en fonction des plus faibles écarts-types et des facteurs d'étalonnage plus près de 1, pour en faire un des accélérogrammes bidirectionnels pour l'étude. Cette approche est à reproduire pour les autres paires liées à leurs scénarios magnitude-distance hypocentrale ciblés respectifs.

Les accélérogrammes artificiels (enregistrements à trois composantes) sont statistiquement indépendants, mais la localisation dans l'espace de ces composantes est la même par rapport à la distance hypocentrale (Atkinson, 2009). Ils peuvent être utilisés comme une paire de deux composantes principales orthogonales horizontales et une composante verticale dans des analyses dynamiques temporelles tridirectionnelles (Atkinson, 2009). Comme le *CNBC-2015* ne spécifie ou ne considère pas la composante verticale de manière générale (à l'exception d'une considération d'un système en porte-à-faux), il est assumé que les charges sismiques verticales ne sont pas significatives dans le cas d'une analyse dynamique puisqu'elles ne sont pas amplifiées par la structure (Atkinson, 2009; National Research Council of Canada, 2015). Ainsi, deux des trois composantes des accélérogrammes artificiels doivent être sélectionnées afin de former une paire de deux composantes principales orthogonales horizontales pour réaliser les analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles. La sélection des accélérogrammes artificiels est basée sur la méthode proposée par Atkinson (2009). L'auteure recommande la procédure suivante pour une sélection des accélérogrammes.

La première étape consiste à définir le spectre d'accélération cible pour la localité appropriée à l'étude, soit Montréal dans l'Est du Canada, ainsi que pour la condition de site étudiée, soit un site de classe *C* (conditions de référence du sol). Selon *CAN/CSA-S6-2019*, les valeurs d'accélération associées aux spectres horizontaux cibles pour la localité donnée ont été établies pour le *CNBC-2015* et ont été définies avec les données de la Commission géologique du Canada pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans. Les spectres d'accélération

cibles utilisés ont été précisés pour les courtes périodes de 0 à 0,2 s, tel que recommandé par Halchuk et al. (2014) et sont présentés au Tableau 4.4 à la page 110. Ces spectres d'accélération cibles correspondent à Sa_{targ} en unité de g avec des périodes en secondes. Il est ensuite possible d'en faire une représentation graphique comme présenté à la Figure 4.7 à la page 110.

La deuxième étape consiste à spécifier la plage de périodes pour laquelle il est souhaité de faire correspondre les spectres d'accélération cibles. Compte tenu de l'exécution de l'étude, la plage de périodes a été considérée sur l'ensemble du spectre, soit de 0 à 10 secondes. Une proposition plus rigoureuse peut être obtenue en suivant soit l'approche développée et proposée pour le *CNBC-2015* et qui est donc appropriée pour les structures de bâtiments, soit l'approche adaptée pour l'*AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* de l'American Association of State Highway and Transportation Officials (2015) qui tient compte de la particularité des ponts isolés et qui a été résumée par Moradiankhabiri (2016). Tremblay et al. (2015) proposent que la plage de périodes, T_R , pour la sélection et pour calibrer le spectre de l'accélérogramme artificiel sur les spectres cibles soit définie entre :

$$T_{min} = \min(0,15T_1; T_{90\%}) \quad (\text{A VI.27})$$

$$T_{max} = \max(2,0T_1; 1,5s) \quad (\text{A VI.28})$$

Où T_1 est la valeur de la période de vibration fondamentale de la structure et $T_{90\%}$ est la période de vibration la plus élevée de la structure pour laquelle au moins 90 % de la masse structurale totale est atteinte par cumulation. Pour la particularité des ponts isolés, l'American Association of State Highway and Transportation Officials (2015) suggère que :

$$T_{min} = 0,8T_{Pile} \quad (\text{A VI.29})$$

$$T_{max} = T_{Kd} \quad (\text{A VI.30})$$

$$T = T_{Ku} \quad (\text{A VI.31})$$

Où T_{Pile} est la période de vibration de la pile du pont uniquement, T_{Kd} est la période de vibration du pont en considérant la rigidité post-élastique K_d du système d'isolation et T_{Ku} est la période

de vibration du pont en considérant la rigidité élastique K_u du système d'isolation comme la rigidité du pont.

La troisième étape consiste à sélectionner les scénarios magnitude-distance hypocentrale appropriés par rapport à la déaggrégation ciblée qui définit l'aléa sismique pour la localité d'intérêt de la région donnée. Pour Montréal (Est du Canada), trois scénarios dominants doivent compléter notre sélection. Selon la déaggrégation ciblée, c'est M 6 - R 10 km, M 6 - R 30 km et M 7 - R 50 km. Pour définir les signaux sismiques appropriés, deux des trois composantes possibles des accélérogrammes artificiels sont sélectionnées pour chaque scénario dominant sélectionné en suivant les étapes suivantes.

La quatrième étape consiste à calculer, pour chaque composante envisageable du scénario dominant, le rapport Sa_{targ}/Sa_{sim} pour chaque période comprise à l'intérieur de la plage de périodes considérée. Sachant que les spectres d'accélération cibles correspondent à Sa_{targ} en unité de g avec des périodes en secondes pour la ville ciblée et la classe de site à l'étude, Sa_{sim} correspond respectivement aux spectres des accélérogrammes artificiels de chaque composante prise distinctement disponible grâce à Atkinson (2015).

La cinquième étape consiste à calculer pour chaque composante possible distinctement la moyenne géométrique et l'écart-type du rapport Sa_{targ}/Sa_{sim} toujours à l'intérieur de la plage de périodes considérée. Il est ainsi possible de repérer les meilleures correspondances entre les spectres d'accélération cibles et les spectres des composantes possibles des accélérogrammes artificiels d'un scénario dominant.

La sixième étape consiste à sélectionner, dans chaque scénario dominant ciblé à la troisième étape, deux des trois composantes des accélérogrammes artificiels en s'assurant de choisir, toujours en lien avec le rapport Sa_{targ}/Sa_{sim} dans la plage de périodes considérée, celles avec les plus faibles écarts-types (meilleure forme spectrale par rapport au spectre cible respectif), mais tout en ayant une moyenne géométrique (le facteur d'étalonnage préliminaire de la composante) comprise dans la plage approximative de 0,5 à 2 si possible. Cela permet de

conserver un enregistrement réaliste pour les types d'événements devant être considérés. Le Tableau-A VI-1 présente les différents scénarios en lisse, selon les scénarios magnitude-distance hypocentrale appropriés, en vue d'une sélection des composantes conformément à l'étape actuelle présentée.

Tableau-A VI-1 Scénarios en lisse en vue d'une sélection des composantes

Région	Composantes	M / Magnitude	R / Distance hypocentrale (km)	Moyenne / Facteur d'étalonnage préliminaire	Écart-type
Est	E6C1-13	6	10,7	3,73299	1,49155
	E6C1-14	6	10,7	3,60904	1,44652
	E6C1-15	6	10,7	1,57578	0,49130
	E6C2-40	6	30,7	9,32680	3,68006
	E6C2-41	6	30,7	8,75208	3,12931
	E6C2-42	6	30,7	13,17222	4,56383
	E7C2-4	7	50,3	2,95578	0,93553
	E7C2-5	7	50,3	1,79272	0,56255
	E7C2-6	7	50,3	1,90424	0,50668
	E7C2-10	7	50,3	1,77242	0,36547
	E7C2-11	7	50,3	3,25934	0,94618
	E7C2-12	7	50,3	3,04718	0,97014
	E7C2-13	7	50,3	2,59203	1,35757
	E7C2-14	7	50,3	1,78656	0,42321
	E7C2-15	7	50,3	2,90459	0,75898

La septième et dernière étape va au-delà de la sélection et concerne davantage la méthode de l'étalonnage utilisée dans cette étude. Pour chaque composante sélectionnée de l'enregistrement artificiel, chaque point de l'accélérogramme est étalonné en multipliant par un facteur d'étalonnage adéquat basé sur le facteur d'étalonnage préliminaire de l'étape précédente. Ceci est présenté de manière plus élaborée à la section 4.3.2.

Ainsi, en fonction des différents critères énumérés, les accélérogrammes artificiels E6C1(14-15) (M 6; R 10,7 km), E6C2(40-41) (M 6; R 30,7 km) et E7C2(5-6) (M 7; R 50,3 km) ont été sélectionnés pour la rigueur de leur correspondance sur la déaggrégation de Montréal (région sismique de l'Est du Canada). Ce sont les composantes surlignées en jaune dans le Tableau-A VI-1.

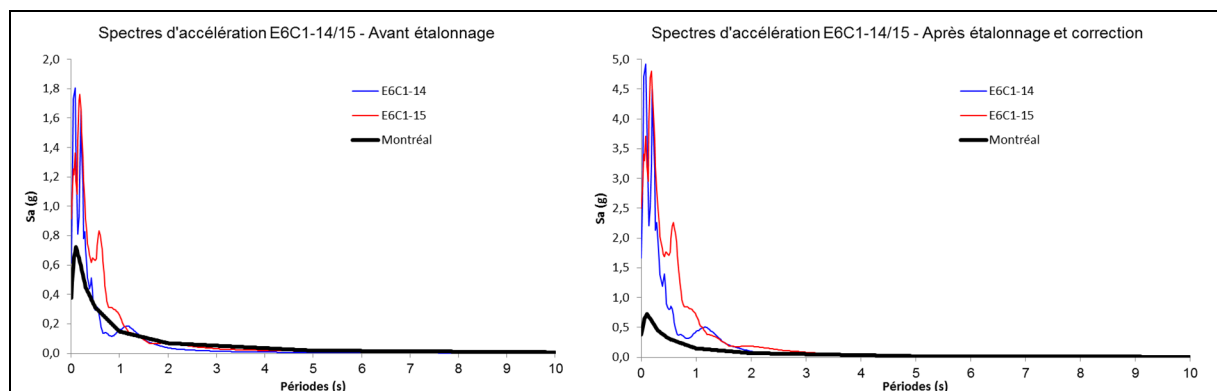


Figure-A VI-2 Spectres d'accélération de l'enregistrement sismique artificiel pour le séisme E6C1-14/15 par rapport au spectre d'accélération cible de Montréal

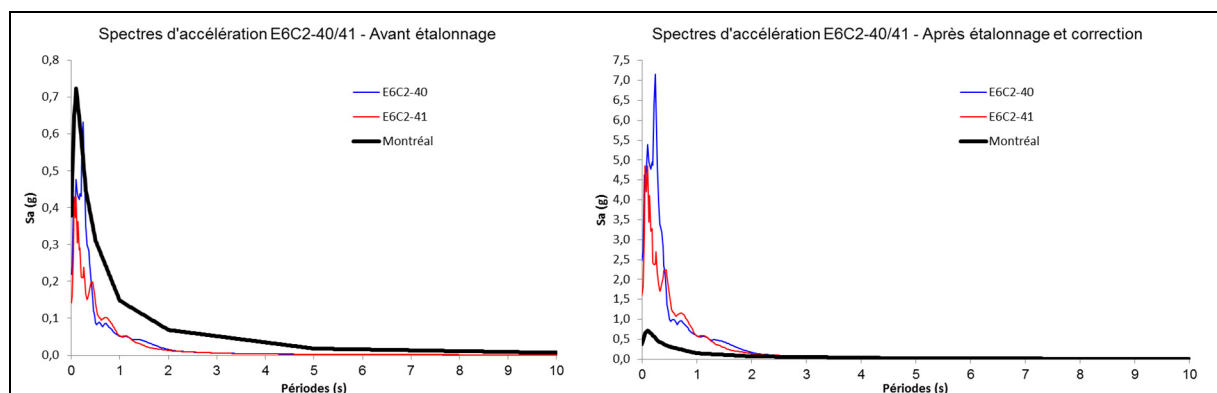


Figure-A VI-3 Spectres d'accélération de l'enregistrement sismique artificiel pour le séisme E6C2-40/41 par rapport au spectre d'accélération cible de Montréal

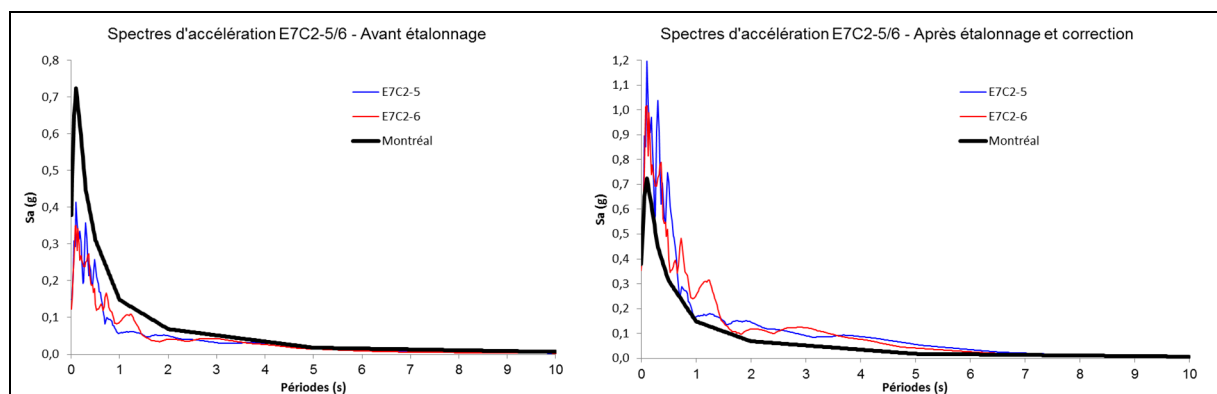


Figure-A VI-4 Spectres d'accélération de l'enregistrement sismique artificiel pour le séisme E7C2-5/6 par rapport au spectre d'accélération cible de Montréal

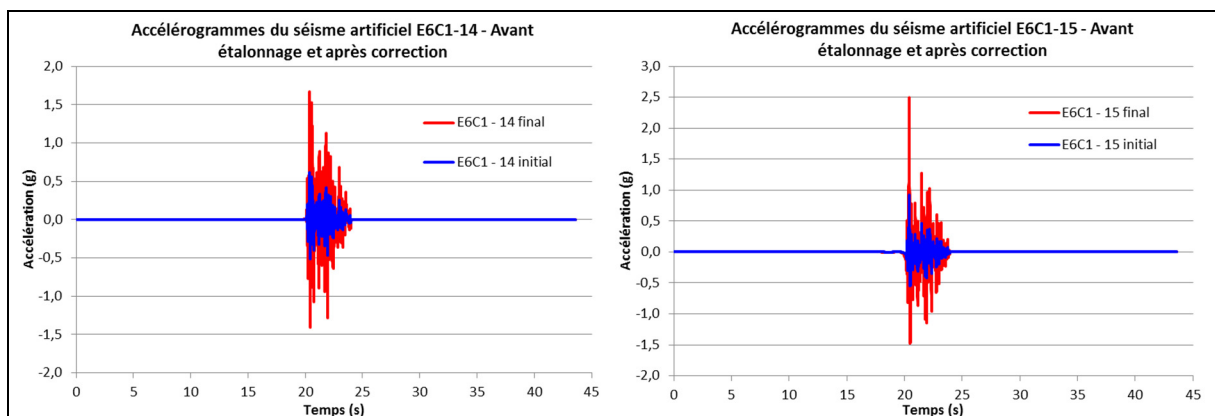


Figure-A VI-5 Accélérogrammes de l'enregistrement sismique artificiel pour le séisme E6C1-14/15 avant l'étalonnage ainsi qu'après l'étalonnage et la correction

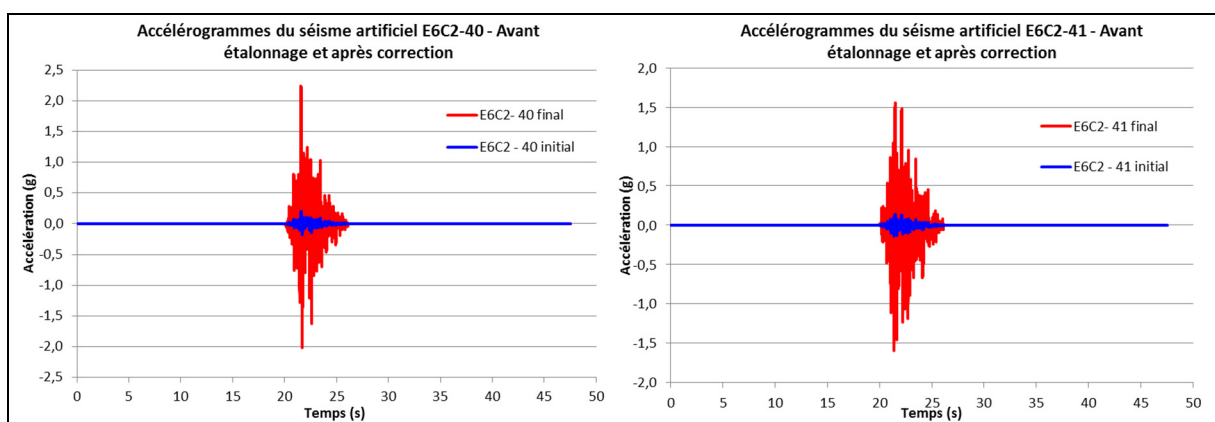


Figure-A VI-6 Accélérogrammes de l'enregistrement sismique artificiel pour le séisme E6C2-40/41 avant l'étalonnage ainsi qu'après l'étalonnage et la correction

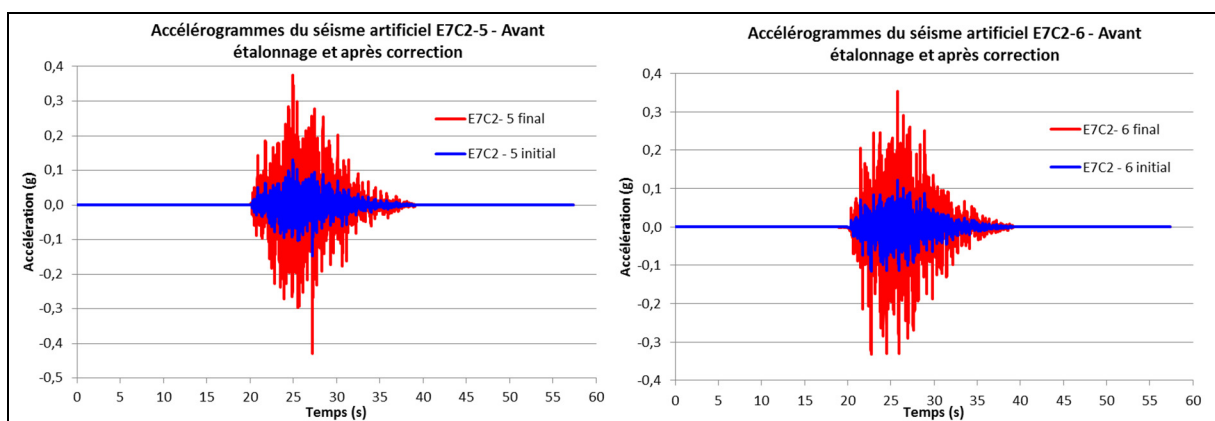


Figure-A VI-7 Accélérogrammes de l'enregistrement sismique artificiel pour le séisme E7C2-5/6 avant l'étalonnage ainsi qu'après l'étalonnage et la correction

ANNEXE VII

ANALYSES MODALES ET VALIDATION DE LA MODÉLISATION

L'analyse modale est effectuée par deux approches : (1) sur le modèle numérique avec le logiciel de calcul de structures *SAP2000 Version 15.0.0* de Computers & Structures Inc. (2011) qui permet de déterminer les vecteurs propres (« *Eigen vectors* ») de tous les modes de vibration du modèle de pont, puis de calculer les fréquences et les périodes de vibration qui y sont associées; et (2) sur un modèle équivalent à un degré de liberté où, pour les ponts à une travée, les deux premiers modes de vibration verticale sont calculés à l'aide de l'équation (A VII.32) et où, pour les ponts à deux et trois travées, la période fondamentale de vibration dans les directions longitudinale et transversale est calculée à l'aide de l'équation (A VII.33).

$$f_n = \frac{1}{T} = \frac{n^2 \pi}{2L^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} \quad (\text{A VII.32})$$

Où :

- f = fréquence de vibration (Hz)
- T = période de vibration (s)
- n = numéro du mode de vibration de flexion = 1 pour le premier mode de vibration verticale et 2 pour le deuxième mode de vibration verticale
- L = Longueur du tablier (m)
- E = Module d'élasticité du tablier (N/m²)
- I = Module d'inertie du tablier (m⁴)
- m = masse linéaire du tablier (kg/m)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot k}} \quad (\text{A VII.33})$$

Où :

- T = période de vibration (s)
- W = poids sismique du pont (N)
- g = Accélération gravitationnelle (9,81 m/s²)
- k = rigidité de la structure (N/m)

La validation s'effectue par le biais d'une comparaison, pour un même modèle de pont, des principaux modes de vibration et de la valeur de la période de vibration associée, T . La comparaison, pour les ponts à une travée, des périodes du premier mode de vibration verticale entre elles et la comparaison des périodes du deuxième mode de vibration verticale entre elles ainsi que la comparaison, pour les ponts à deux travées et trois travées, des périodes de vibration longitudinale entre elles et la comparaison des périodes de vibration transversale entre elles permettent de faire ressortir certaines variations (en pourcentage ou absolues).

Ces variations (en pourcentage ou absolues) entre les valeurs obtenues avec l'équation théorique par rapport à celles obtenues avec le modèle numérique respectent l'ordre de grandeur recherchée pour valider la modélisation des différents modèles. Pour le premier mode de vibration verticale des ponts à une travée, la variation est de l'ordre de -57 % à 32 % et de -0,160 à 0,003 alors que, pour le deuxième mode de vibration verticale de ces ponts, la variation est de l'ordre de -36 % à 177 % et de -0,017 à 0,004. Pour les ponts à deux et trois travées, la variation de la période fondamentale de vibration dans la direction longitudinale est de l'ordre de -35 % à 202 % et de -0,428 à 0,108 alors que, pour la période fondamentale de vibration dans la direction transversale, la variation est de l'ordre de 5 % à 387 % et de 0,006 à 0,114. Bien que certaines variations puissent sembler élevées, par exemple 387 %, les résultats restent à l'intérieur de la précision du modèle du fait, notamment, que le calcul de la variation, par exemple de l'ordre de 0,1 s, se fait sur de petites valeurs, ce qui reste marginal.

De même, les différentes variations entre un modèle de pont et un autre sont proportionnelles et conformes aux attentes. Par exemple, on note que les valeurs des périodes réciproques du modèle M1.1 sont toutes environ 2,5 fois plus grandes que celles du modèle M1.0.

La Figure-A VII-1 présente des exemples typiques de vibration observés avec les analyses modales numériques.

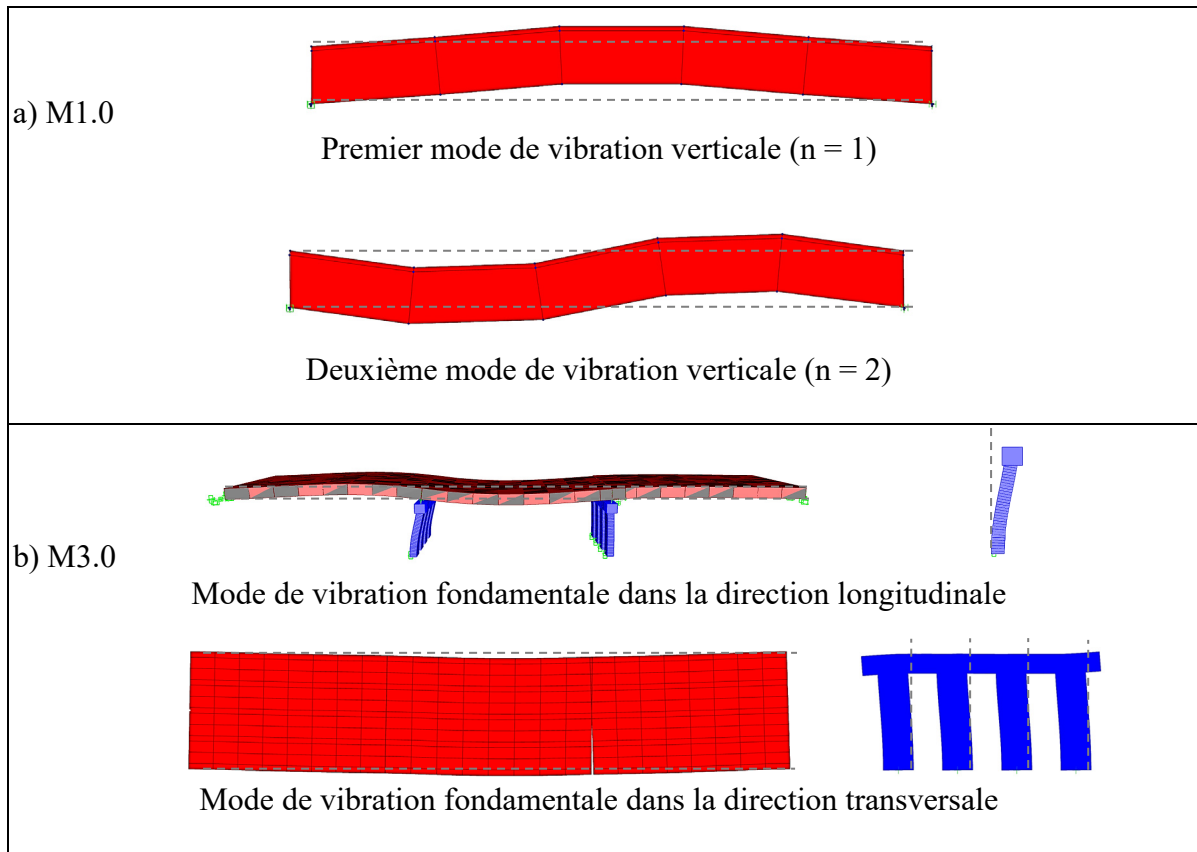


Figure-A VII-1 Exemples typiques de modes de vibration a) pour le modèle M1.0 et b) pour le modèle M3.0

Les déformations observées des tabliers et des systèmes de piles suivent les mêmes courbures que les courbures attendues avec les calculs théoriques. Cette approche est respectée pour les exemples typiques des modèles M1.0 et M3.0 illustrées respectivement à la Figure-A VII-1a) et Figure-A VII-1b), mais aussi pour l'ensemble des modèles de la matrice d'expérimentation. Ceci correspond donc aux mêmes modes de déformations pour lesquelles il est possible de comparer les valeurs des périodes réciproques.

ANNEXE VIII

RÉPONSES NON LINÉAIRES SELON LES CRITÈRES DE RÉPONSE DES MODÈLES

Tableau-A VIII-1 Distribution des résultats des déplacements maximaux du tablier aux appareils d'appui mobiles et des ductilités en courbure combinées pour les différentes sollicitations sismiques par modèle et par direction

M1	M1.0								M1.1							
	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans
	m	m	°	s	s		m	m	m	m	°	s	s		m	m
Minimum	14	-	0	0,059	0,024	-	0,000	0,000	23	-	27	0,141	0,058	-	0,000	0,001
Moyenne	14	-	0	0,059	0,024	-	0,000	0,001	23	-	27	0,141	0,058	-	0,001	0,003
Médiane	14	-	0	0,059	0,024	-	0,000	0,000	23	-	27	0,141	0,058	-	0,001	0,002
Écart-type	0	-	0	0,000	0,000	-	0,000	0,001	0	-	0	0,000	0,000	-	0,001	0,002
Maximum	14	-	0	0,059	0,024	-	0,001	0,004	23	-	27	0,141	0,058	-	0,002	0,007
M2	M2.0								M2.1							
	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans
	m	m	°	s	s		m	m	m	m	°	s	s		m	m
Minimum	28	5,1	0	0,452	0,140	1,542	0,008	0,004	38	6,0	26	0,041	0,276	1,461	0,003	0,003
Moyenne	28	5,1	0	0,452	0,140	2,556	0,017	0,006	38	6,0	26	0,041	0,276	4,829	0,012	0,007
Médiane	28	5,1	0	0,452	0,140	1,875	0,014	0,005	38	6,0	26	0,041	0,276	1,904	0,007	0,005
Écart-type	0	0,0	0	0,000	0,000	1,911	0,007	0,006	0	0,0	0	0,000	0,000	5,478	0,011	0,004
Maximum	28	5,1	0	0,452	0,140	8,159	0,032	0,023	38	6,0	26	0,041	0,276	15,194	0,033	0,015
M3	M3.0								M3.1							
	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans
	m	m	°	s	s		m	m	m	m	°	s	s		m	m
Minimum	23	5,8	0	0,345	0,171	1,292	0,010	0,004	35	9,4	0	0,795	0,315	1,099	0,022	0,005
Moyenne	23	5,8	0	0,345	0,171	1,986	0,018	0,006	35	9,4	0	0,795	0,315	2,203	0,033	0,015
Médiane	23	5,8	0	0,345	0,171	1,411	0,014	0,004	35	9,4	0	0,795	0,315	1,370	0,031	0,007
Écart-type	0	0,0	0	0,000	0,000	1,882	0,008	0,004	0	0,0	0	0,000	0,000	2,438	0,011	0,020
Maximum	23	5,8	0	0,345	0,171	7,654	0,037	0,017	35	9,4	0	0,795	0,315	9,462	0,058	0,073
M1	M1.2								M1.3							
	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans
	m	m	°	s	s		m	m	m	m	°	s	s		m	m
Minimum	14	-	45	0,048	0,018	-	0,000	0,000	4	-	0	0,012	0,006	-	0,000	0,000
Moyenne	14	-	45	0,048	0,018	-	0,000	0,001	4	-	0	0,012	0,006	-	0,000	0,000
Médiane	14	-	45	0,048	0,018	-	0,000	0,001	4	-	0	0,012	0,006	-	0,000	0,000
Écart-type	0	-	0	0,000	0,000	-	0,000	0,002	0	-	0	0,000	0,000	-	0,000	0,000
Maximum	14	-	45	0,048	0,018	-	0,001	0,004	4	-	0	0,012	0,006	-	0,000	0,000
M2	M2.2								M2.3							
	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans
	m	m	°	s	s		m	m	m	m	°	s	s		m	m
Minimum	28	4,2	0	0,385	0,125	1,616	0,007	0,003	18	5,1	52	0,283	0,118	1,567	0,003	0,003
Moyenne	28	4,2	0	0,385	0,125	3,861	0,015	0,008	18	5,1	52	0,283	0,118	2,589	0,009	0,005
Médiane	28	4,2	0	0,385	0,125	2,034	0,011	0,004	18	5,1	52	0,283	0,118	2,160	0,007	0,005
Écart-type	0	0,0	0	0,000	0,000	4,100	0,009	0,009	0	0,0	0	0,000	0,000	0,916	0,005	0,002
Maximum	28	4,2	0	0,385	0,125	13,638	0,034	0,033	18	5,1	52	0,283	0,118	4,376	0,018	0,009
M3	M3.2								M3.3							
	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans	Longueur	Hauteur	Biais	Période _{Long}	Période _{Trans}	μ_{ϕ}	Déplac. Long	Déplac. Trans
	m	m	°	s	s		m	m	m	m	°	s	s		m	m
Minimum	23	2,2	27	0,161	0,143	1,839	0,001	0,004	11	5,8	57	0,142	0,087	4,282	0,001	0,003
Moyenne	23	2,2	27	0,161	0,143	10,456	0,009	0,009	11	5,8	57	0,142	0,087	24,226	0,012	0,011
Médiane	23	2,2	27	0,161	0,143	3,602	0,003	0,005	11	5,8	57	0,142	0,087	10,421	0,004	0,005
Écart-type	0	0,0	0	0,000	0,000	12,425	0,012	0,008	0	0,0	0	0,000	0,000	26,341	0,014	0,010
Maximum	23	2,2	27	0,161	0,143	38,011	0,038	0,030	11	5,8	57	0,142	0,087	87,364	0,038	0,031

VIII.1 Ponts à une travée

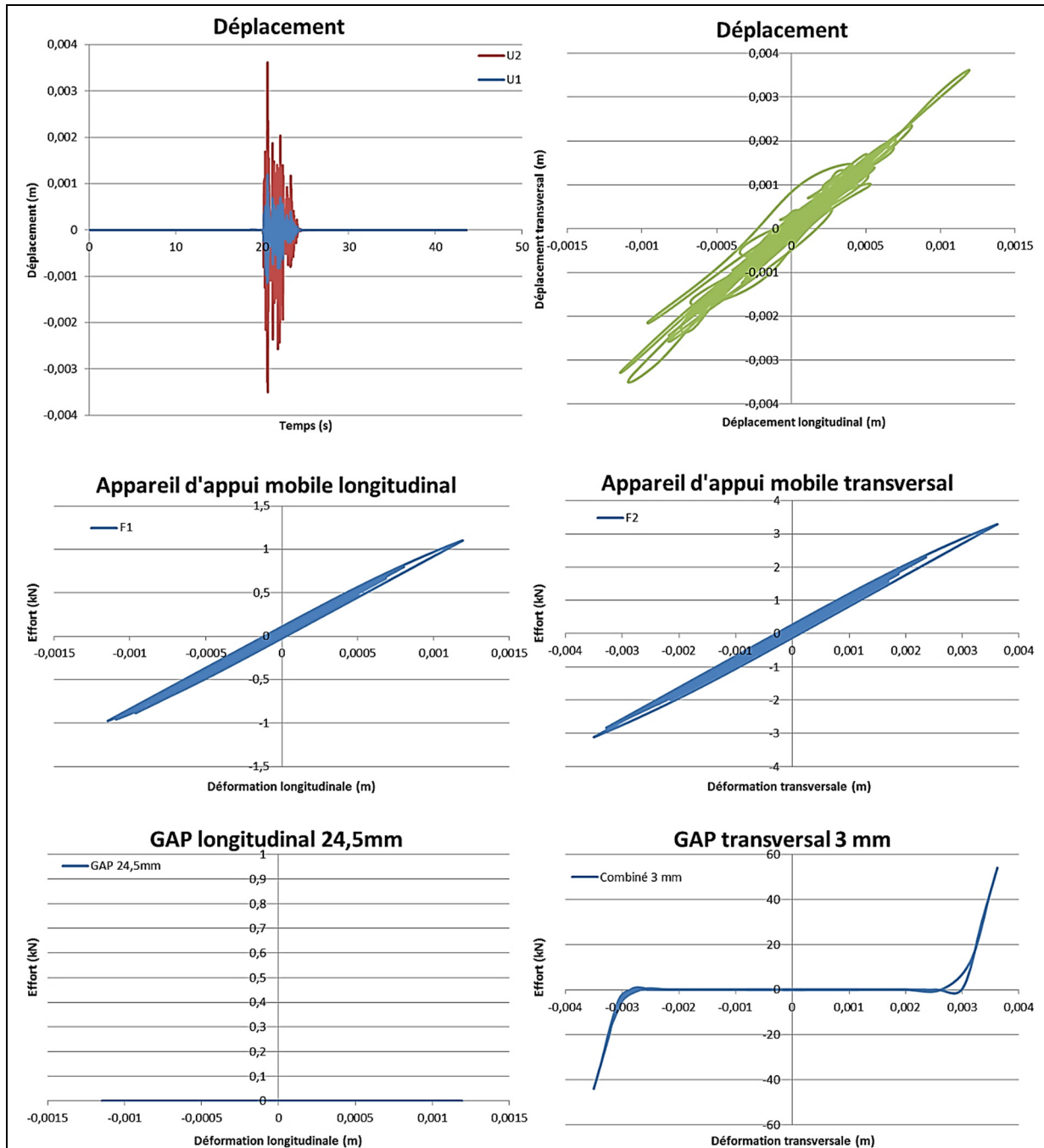


Figure-A VIII-1 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à une travée (Paire pont-séisme M1.0 – S5.2 – Nœud caractéristique 4)

VIII.2 Ponts à deux travées

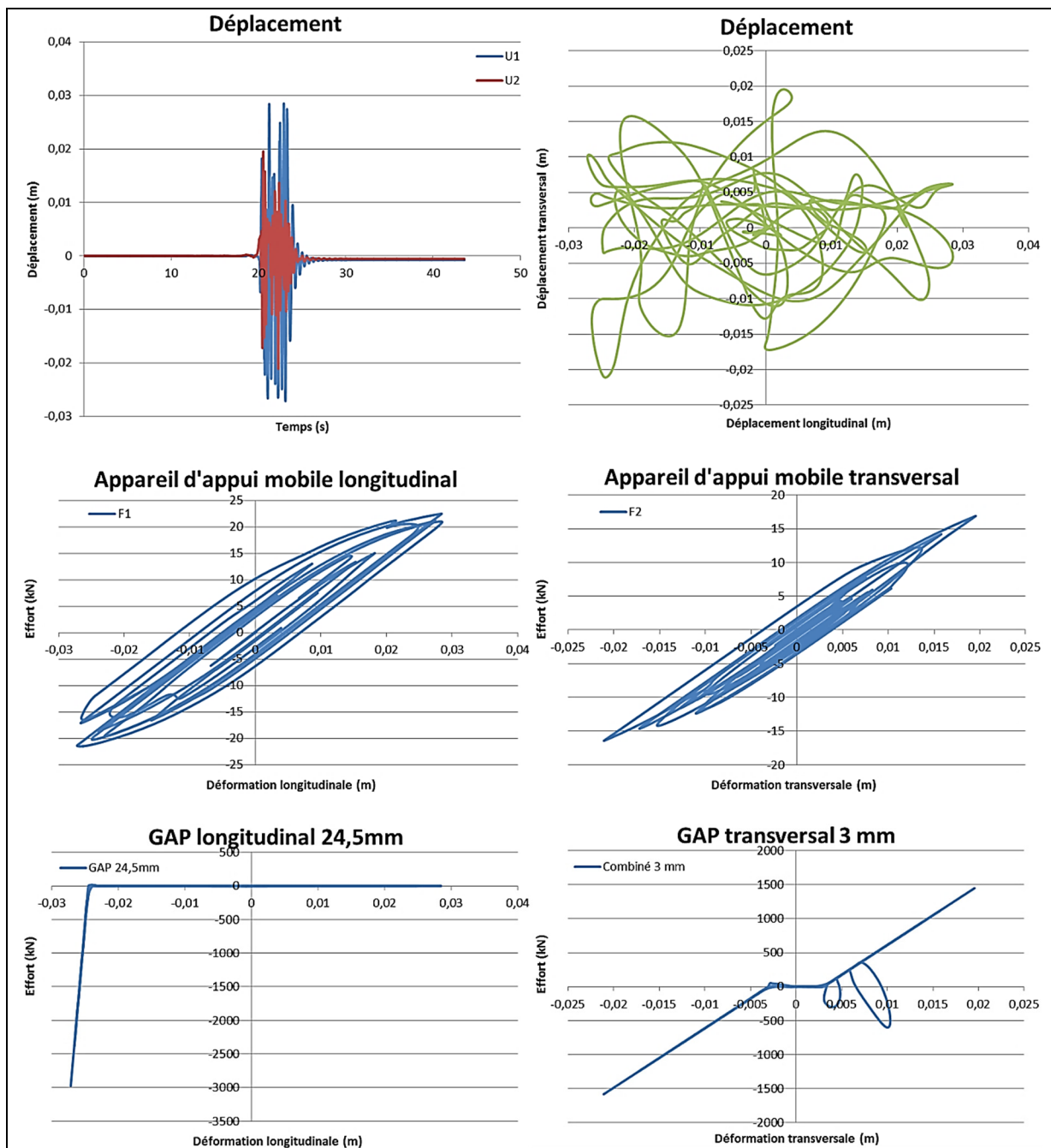


Figure-A VIII-2 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique 2)

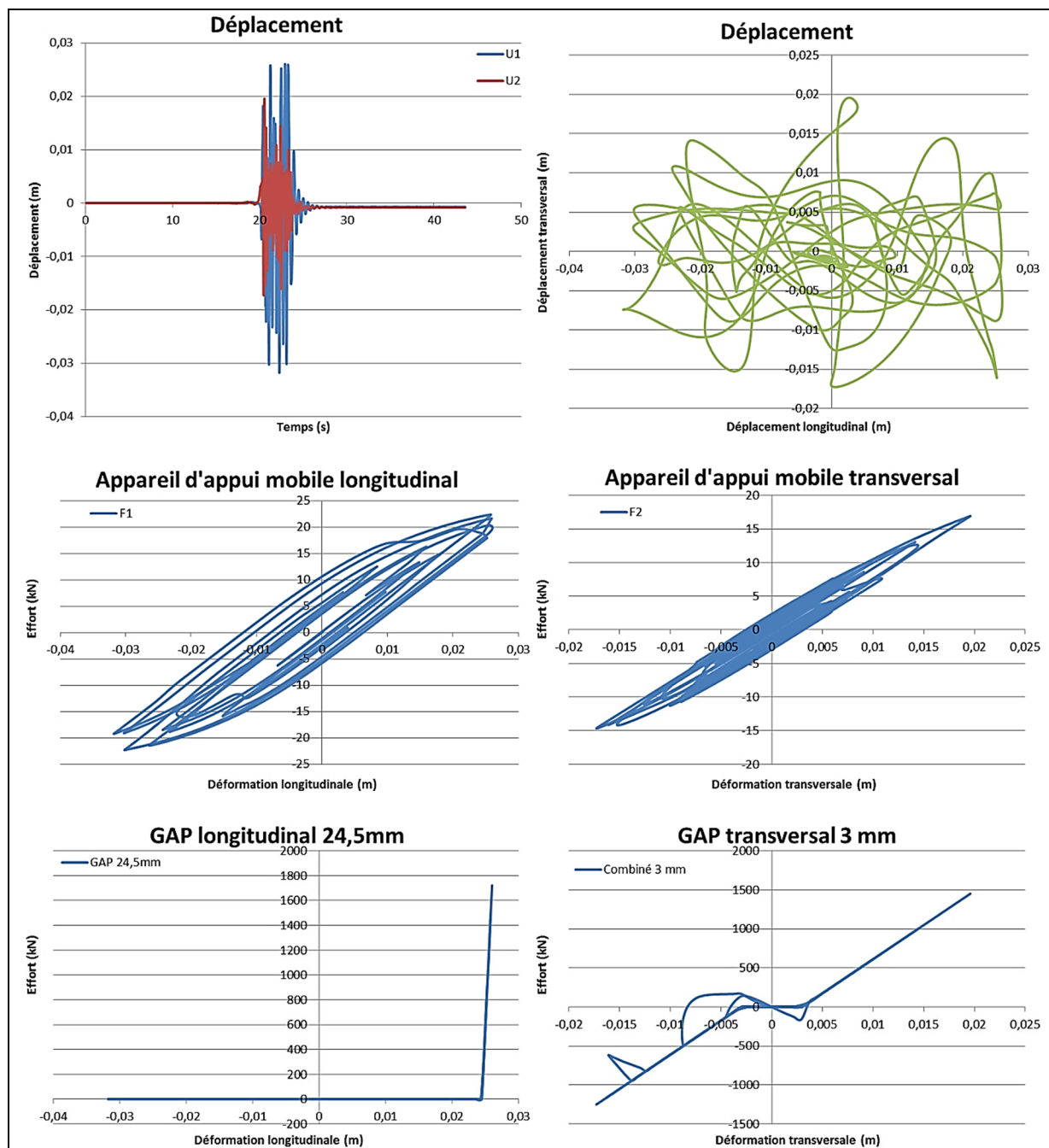


Figure-A VIII-3 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique 7)

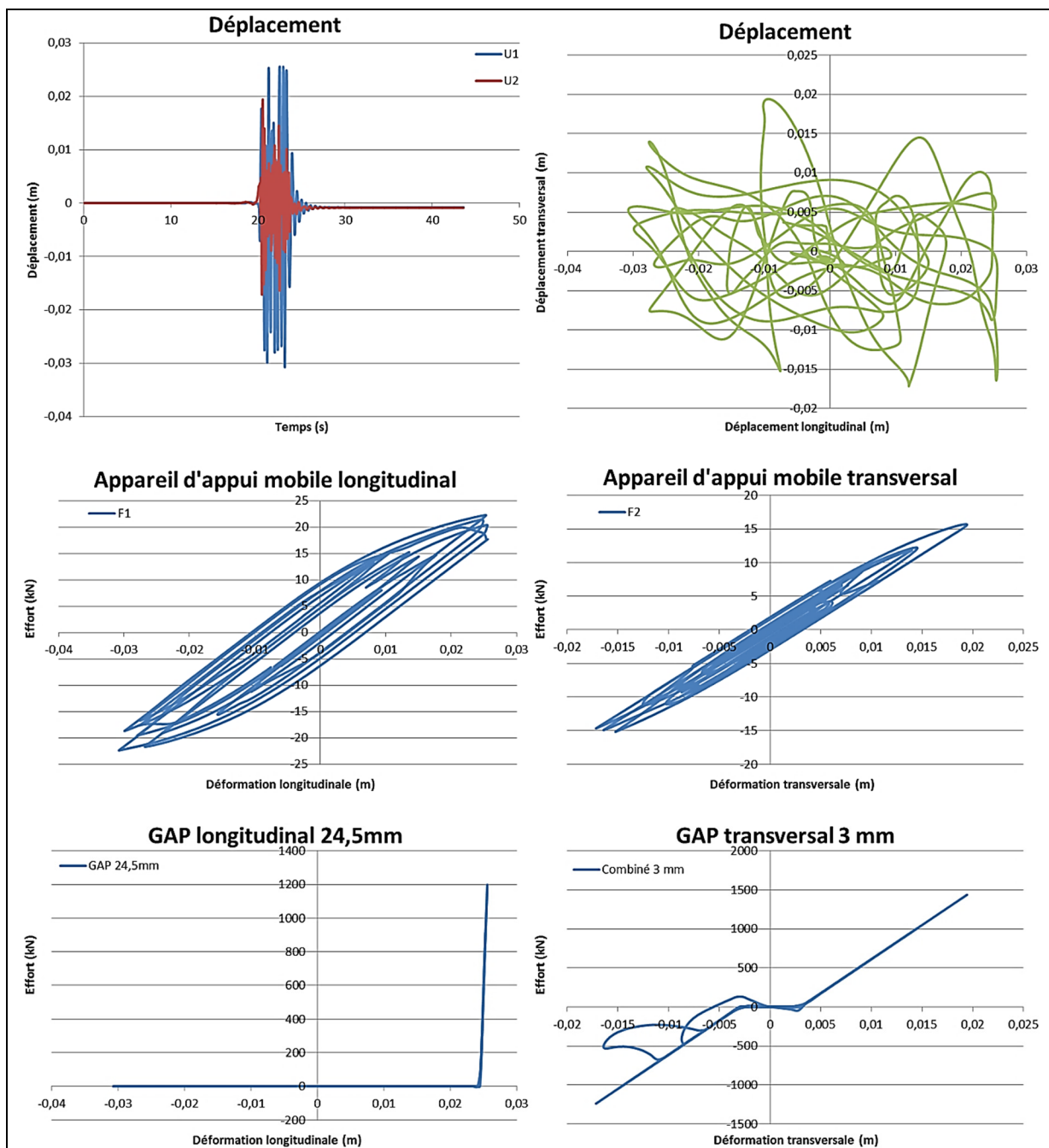


Figure-A VIII-4 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique 8)

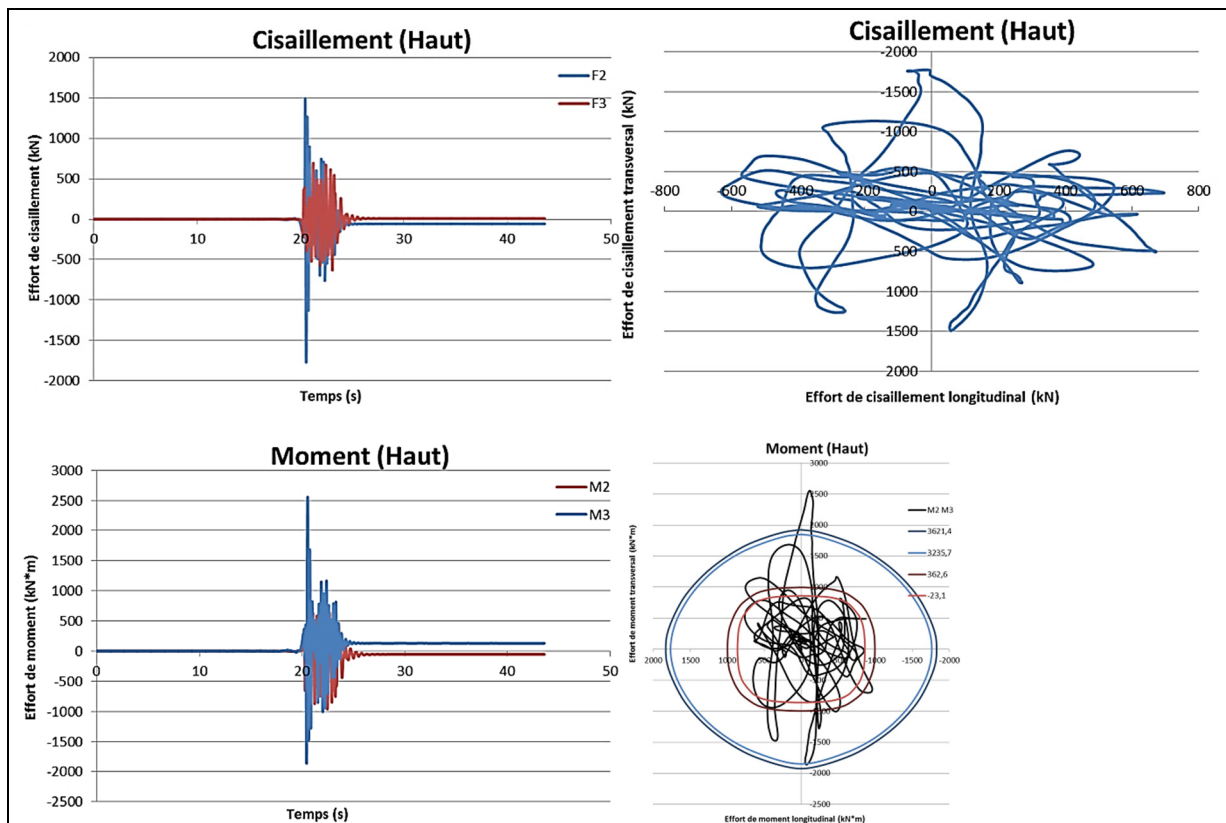


Figure-A VIII-5 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique A (Haut))

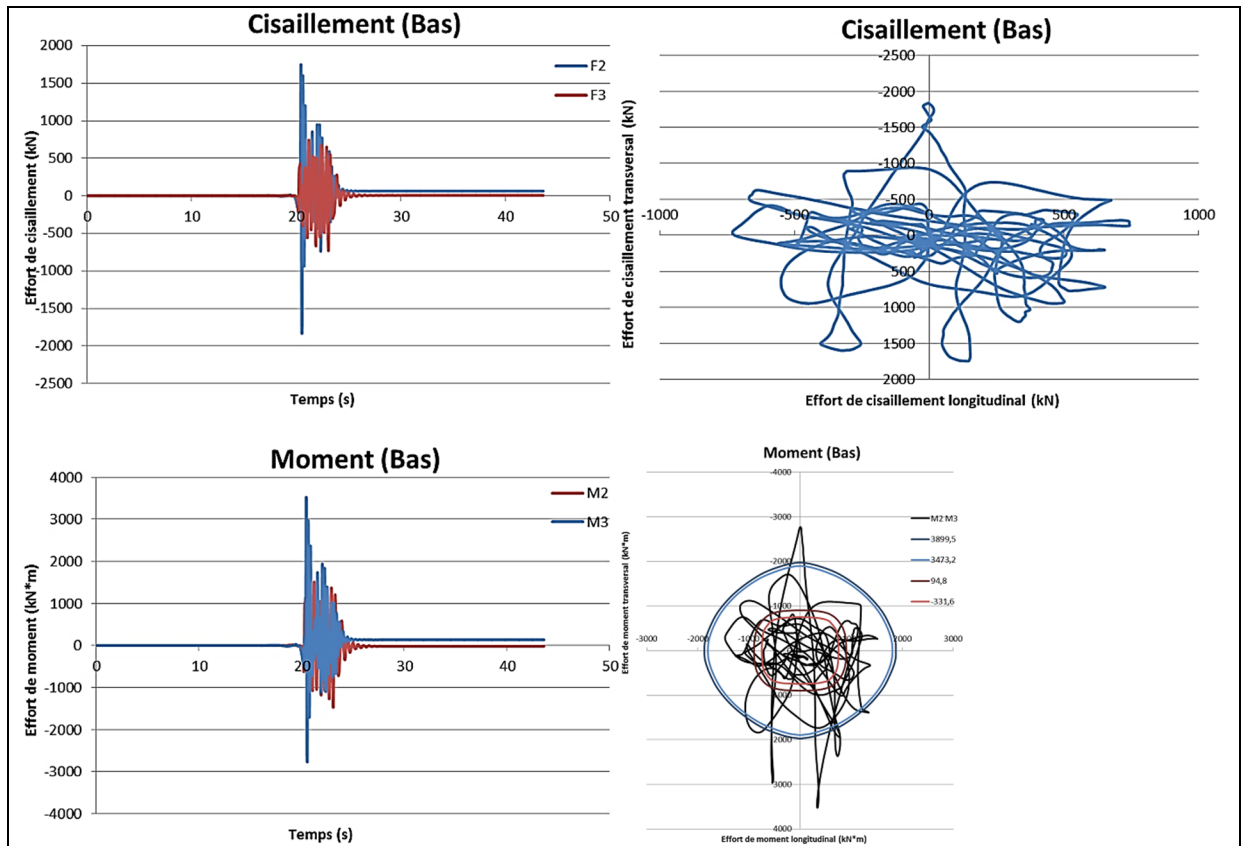


Figure-A VIII-6 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique *B* (Bas))

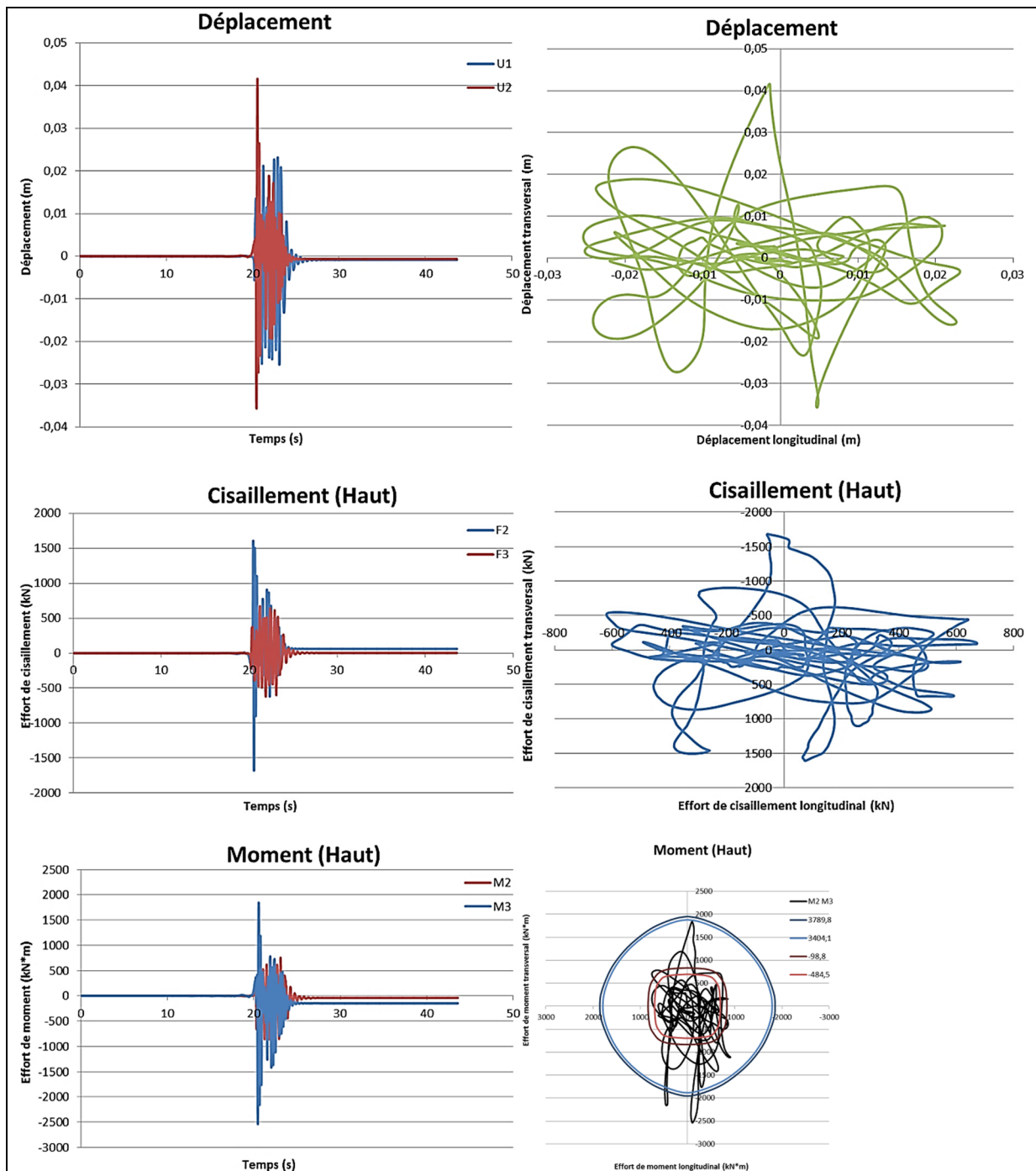


Figure-A VIII-7 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique B (Haut))

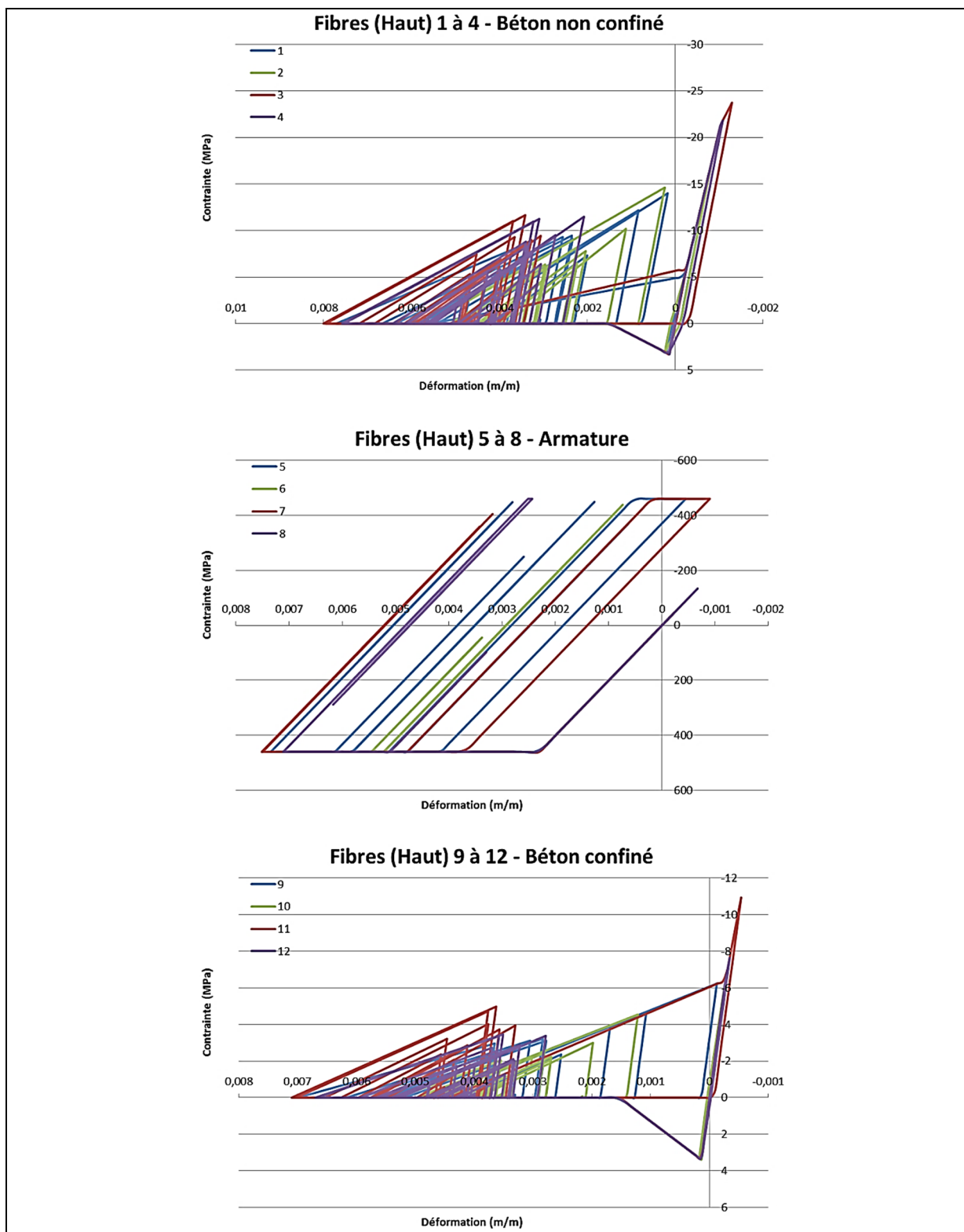


Figure-A VIII-8 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique A – *Fibres* (Haut))

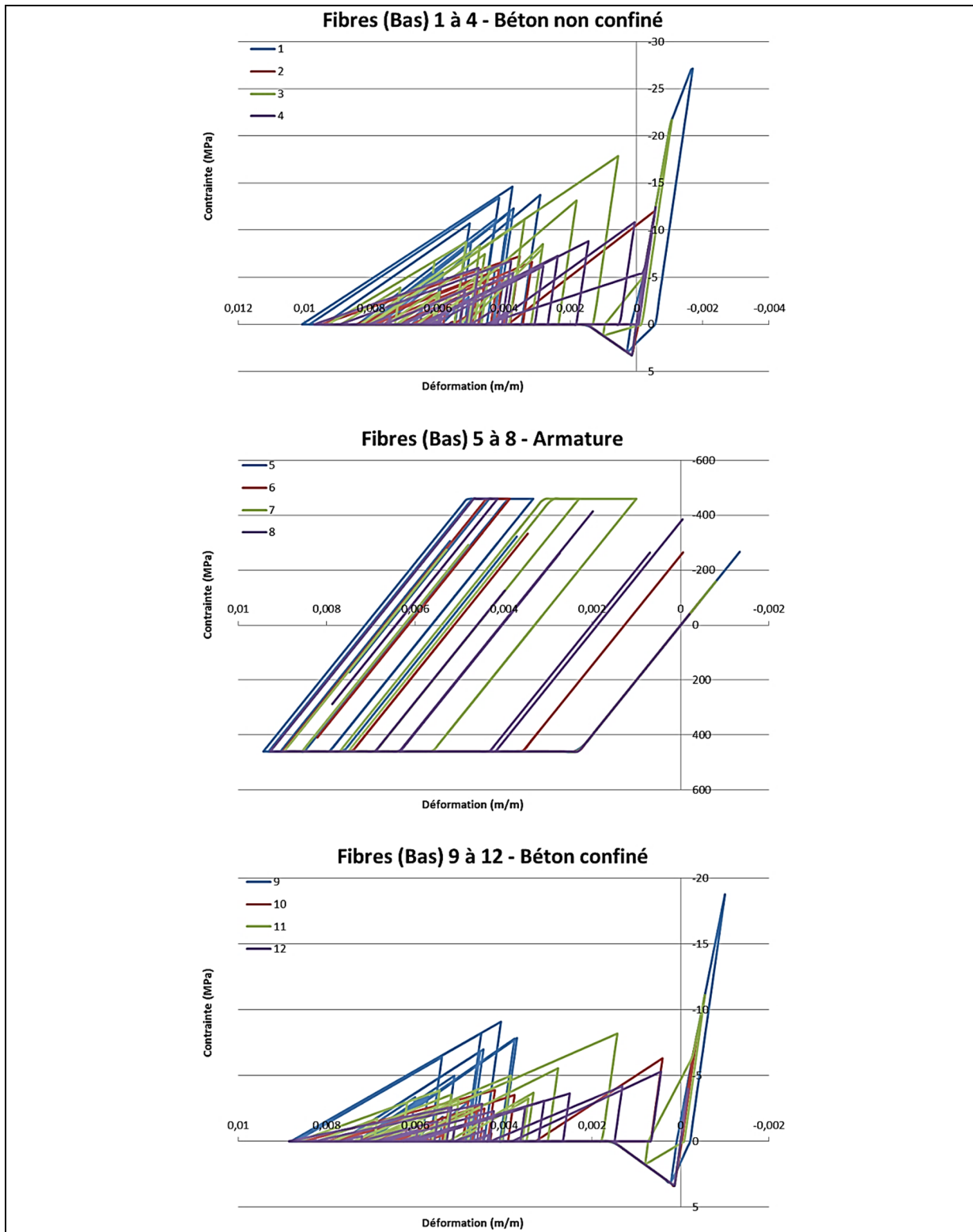


Figure-A VIII-9 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique *B* – *Fibres* (Bas))

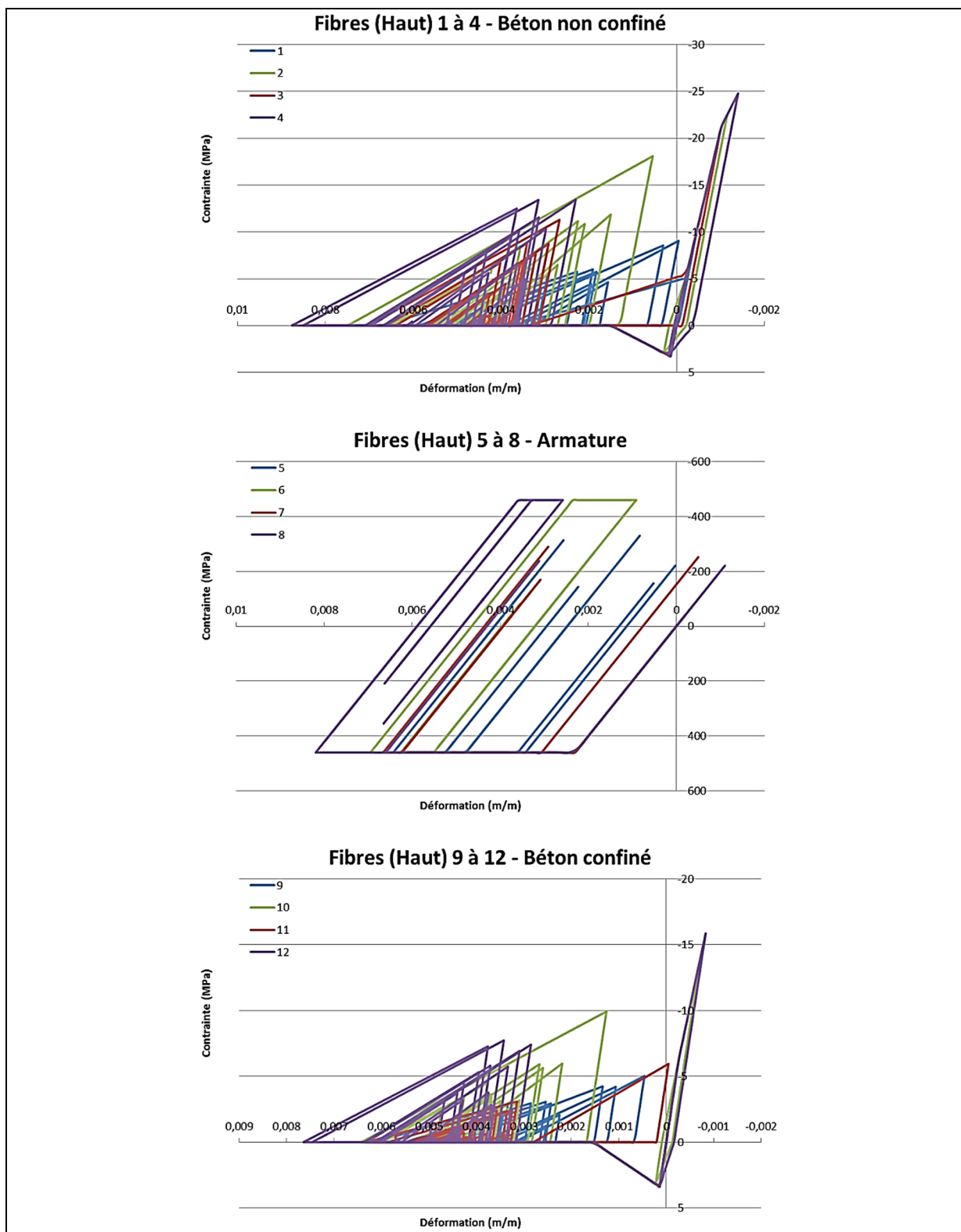


Figure-A VIII-10 Exemples typiques de résultats des éléments d'un modèle de pont à deux travées (Paire pont-séisme M2.0 – S5.1 – Nœud caractéristique *B* – *Fibres* (Haut))

ANNEXE IX

MODÈLES PROBABILISTES DE DEMANDE SISMIQUE ET COURBES DE FRAGILITÉ

Tableau-A IX-1 Valeurs synthèses des modèles probabilistes de demande sismique pour les ponts à une travée

Paramètre	Travées	Critères de réposne (Déplacements en mm)	Médiane	Écart-type	PSDM				
			S_D	$\beta_{D/PGA}$	a	b	R^2	Équation	
Tous	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	0,31	0,72	0,55	0,83	0,61	$\ln(0,31) = \ln(0,55) + 0,83 * \ln(PGA)$	
	1	Déplacement Transversal	1,28	0,74	2,12	0,81	0,59	$\ln(1,28) = \ln(2,12) + 0,81 * \ln(PGA)$	
Longueur Minimale	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Transversal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Longueur Médiane	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	0,14	0,40	0,40	0,96	0,88	$\ln(0,14) = \ln(0,4) + 0,96 * \ln(PGA)$	
	1	Déplacement Transversal	0,47	0,32	1,52	0,96	0,92	$\ln(0,47) = \ln(1,52) + 0,96 * \ln(PGA)$	
Longueur Maximale	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	0,53	0,22	1,05	0,58	0,90	$\ln(0,53) = \ln(1,05) + 0,58 * \ln(PGA)$	
	1	Déplacement Transversal	2,31	0,21	4,16	0,52	0,89	$\ln(2,31) = \ln(4,16) + 0,52 * \ln(PGA)$	
Hauteur Minimale	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Transversal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Hauteur Médiane	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Transversal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Hauteur Maximale	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Transversal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Biais Minimal	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	0,15	0,29	0,50	0,95	0,93	$\ln(0,15) = \ln(0,5) + 0,95 * \ln(PGA)$	
	1	Déplacement Transversal	0,44	0,30	1,44	0,97	0,93	$\ln(0,44) = \ln(1,44) + 0,97 * \ln(PGA)$	
Biais « Médian »	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	0,53	0,22	1,05	0,58	0,90	$\ln(0,53) = \ln(1,05) + 0,58 * \ln(PGA)$	
	1	Déplacement Transversal	2,31	0,21	4,16	0,52	0,89	$\ln(2,31) = \ln(4,16) + 0,52 * \ln(PGA)$	
Biais Maximal	1	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
	1	Déplacement Longitudinal	0,11	0,36	0,32	0,97	0,90	$\ln(0,11) = \ln(0,32) + 0,97 * \ln(PGA)$	
	1	Déplacement Transversal	0,53	0,57	1,59	0,96	0,91	$\ln(0,53) = \ln(1,59) + 0,96 * \ln(PGA)$	

**Tableau-A IX-2 Valeurs synthèses des modèles probabilistes de demande sismique
pour les ponts à deux travées**

Paramètre	Travées	Critères de réponse (Déplacements en mm)	Médiane	Écart-type	PSDM			
			S_D	$\beta_{D/PGA}$	a	b	R^2	Équation
Tous	2	Ductilité	2,04	0,24	5,64	0,72	0,88	$\ln(2,04) = \ln(5,64) + 0,72 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	11,25	0,45	18,39	0,53	0,52	$\ln(11,25) = \ln(18,39) + 0,53 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	4,69	0,20	10,03	0,57	0,86	$\ln(4,69) = \ln(10,03) + 0,57 * \ln(PGA)$
Longueur Minimale	2	Ductilité	2,16	0,22	6,79	0,73	0,62	$\ln(2,16) = \ln(6,79) + 0,73 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	6,95	0,26	64,05	1,58	0,85	$\ln(6,95) = \ln(64,05) + 1,58 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	5,00	0,10	15,40	0,78	0,90	$\ln(5) = \ln(15,4) + 0,78 * \ln(PGA)$
Longueur Médiane	2	Ductilité	1,93	0,16	5,44	0,71	0,94	$\ln(1,93) = \ln(5,44) + 0,71 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	13,55	0,26	21,90	0,41	0,64	$\ln(13,55) = \ln(21,9) + 0,41 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	4,50	0,16	11,82	0,70	0,94	$\ln(4,5) = \ln(11,82) + 0,7 * \ln(PGA)$
Longueur Maximale	2	Ductilité	1,90	0,31	5,45	0,79	0,89	$\ln(1,9) = \ln(5,45) + 0,79 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	7,11	0,27	13,95	0,66	0,89	$\ln(7,11) = \ln(13,95) + 0,66 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	4,72	0,18	8,31	0,47	0,90	$\ln(4,72) = \ln(8,31) + 0,47 * \ln(PGA)$
Hauteur Minimale	2	Ductilité	2,03	0,15	6,08	0,77	0,96	$\ln(2,03) = \ln(6,08) + 0,77 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	10,66	0,19	20,41	0,47	0,86	$\ln(10,66) = \ln(20,41) + 0,47 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	4,38	0,19	11,84	0,74	0,93	$\ln(4,38) = \ln(11,84) + 0,74 * \ln(PGA)$
Hauteur Médiane	2	Ductilité	2,09	0,20	4,95	0,59	0,76	$\ln(2,09) = \ln(4,95) + 0,59 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	13,22	0,50	24,86	0,65	0,39	$\ln(13,22) = \ln(24,86) + 0,65 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	4,77	0,11	12,30	0,66	0,93	$\ln(4,77) = \ln(12,3) + 0,66 * \ln(PGA)$
Hauteur Maximale	2	Ductilité	1,90	0,31	5,45	0,79	0,89	$\ln(1,9) = \ln(5,45) + 0,79 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	7,11	0,27	13,95	0,66	0,89	$\ln(7,11) = \ln(13,95) + 0,66 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	4,72	0,18	8,31	0,47	0,90	$\ln(4,72) = \ln(8,31) + 0,47 * \ln(PGA)$
Biais Minimal	2	Ductilité	1,93	0,16	5,44	0,71	0,94	$\ln(1,93) = \ln(5,44) + 0,71 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	13,55	0,26	21,90	0,41	0,64	$\ln(13,55) = \ln(21,9) + 0,41 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	4,50	0,16	11,82	0,70	0,94	$\ln(4,5) = \ln(11,82) + 0,7 * \ln(PGA)$
Biais « Médian »	2	Ductilité	1,90	0,31	5,45	0,79	0,89	$\ln(1,9) = \ln(5,45) + 0,79 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	7,11	0,27	13,95	0,66	0,89	$\ln(7,11) = \ln(13,95) + 0,66 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	4,72	0,18	8,31	0,47	0,90	$\ln(4,72) = \ln(8,31) + 0,47 * \ln(PGA)$
Biais Maximal	2	Ductilité	2,16	0,22	6,79	0,73	0,62	$\ln(2,16) = \ln(6,79) + 0,73 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Longitudinal	6,95	0,26	64,05	1,58	0,85	$\ln(6,95) = \ln(64,05) + 1,58 * \ln(PGA)$
	2	Déplacement Transversal	5,00	0,20	15,40	0,78	0,90	$\ln(5) = \ln(15,4) + 0,78 * \ln(PGA)$

Tableau-A IX-3 Valeurs synthèses des modèles probabilistes de demande sismique pour les ponts à trois travées

Paramètre	Travées	Critères de réponse (Déplacements en mm)	Médiane	Écart-type	PSDM			
			S_D	$\beta_{D/PGA}$	a	b	R^2	Équation
Tous	3	Ductilité	3,16	0,79	11,29	1,02	0,61	$\ln(3,16) = \ln(11,29) + 1,02 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	13,74	1,04	18,58	0,68	0,29	$\ln(13,74) = \ln(18,58) + 0,68 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	5,11	0,35	13,34	0,68	0,78	$\ln(5,11) = \ln(13,34) + 0,68 * \ln(PGA)$
Longueur Minimale	3	Ductilité	10,42	0,21	28,61	0,86	0,96	$\ln(10,42) = \ln(28,61) + 0,86 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	4,27	0,22	13,69	1,07	0,97	$\ln(4,27) = \ln(13,69) + 1,07 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	4,98	0,17	12,87	0,73	0,96	$\ln(4,98) = \ln(12,87) + 0,73 * \ln(PGA)$
Longueur Médiane	3	Ductilité	2,24	0,50	8,26	0,98	0,80	$\ln(2,24) = \ln(8,26) + 0,98 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	13,31	0,98	15,04	0,74	0,36	$\ln(13,31) = \ln(15,04) + 0,74 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	4,47	0,15	10,85	0,64	0,95	$\ln(4,47) = \ln(10,85) + 0,64 * \ln(PGA)$
Longueur Maximale	3	Ductilité	1,37	0,14	4,27	0,78	0,96	$\ln(1,37) = \ln(4,27) + 0,78 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	31,10	0,15	48,04	0,35	0,79	$\ln(31,1) = \ln(48,04) + 0,35 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	6,81	0,38	29,37	0,94	0,81	$\ln(6,81) = \ln(29,37) + 0,94 * \ln(PGA)$
Hauteur Minimale	3	Ductilité	3,60	0,16	11,87	0,99	0,98	$\ln(3,6) = \ln(11,87) + 0,99 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	2,82	0,26	9,60	1,14	0,96	$\ln(2,82) = \ln(9,6) + 1,14 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	4,77	0,17	11,34	0,67	0,95	$\ln(4,77) = \ln(11,34) + 0,67 * \ln(PGA)$
Hauteur Médiane	3	Ductilité	6,28	0,97	14,62	1,01	0,52	$\ln(6,28) = \ln(14,62) + 1,01 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	13,31	0,76	18,85	0,73	0,48	$\ln(13,31) = \ln(18,85) + 0,73 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	4,77	0,17	11,92	0,70	0,94	$\ln(4,77) = \ln(11,92) + 0,7 * \ln(PGA)$
Hauteur Maximale	3	Ductilité	1,37	0,14	4,27	0,78	0,96	$\ln(1,37) = \ln(4,27) + 0,78 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	31,10	0,15	48,04	0,35	0,79	$\ln(31,1) = \ln(48,04) + 0,35 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	6,81	0,38	29,37	0,94	0,81	$\ln(6,81) = \ln(29,37) + 0,94 * \ln(PGA)$
Biais Minimal	3	Ductilité	1,41	0,19	3,78	0,69	0,89	$\ln(1,41) = \ln(3,78) + 0,69 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	22,67	0,38	36,35	0,39	0,39	$\ln(22,67) = \ln(36,35) + 0,39 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	5,46	0,47	16,65	0,75	0,61	$\ln(5,46) = \ln(16,65) + 0,75 * \ln(PGA)$
Biais « Médian »	3	Ductilité	3,60	0,16	11,87	0,99	0,98	$\ln(3,6) = \ln(11,87) + 0,99 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	2,82	0,26	9,60	1,14	0,96	$\ln(2,82) = \ln(9,6) + 1,14 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	4,77	0,17	11,34	0,67	0,95	$\ln(4,77) = \ln(11,34) + 0,67 * \ln(PGA)$
Biais Maximal	3	Ductilité	10,42	0,21	28,61	0,86	0,96	$\ln(10,42) = \ln(28,61) + 0,86 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Longitudinal	4,27	0,22	13,69	1,07	0,97	$\ln(4,27) = \ln(13,69) + 1,07 * \ln(PGA)$
	3	Déplacement Transversal	4,98	0,20	12,87	0,73	0,96	$\ln(4,98) = \ln(12,87) + 0,73 * \ln(PGA)$

**Tableau-A IX-4 Valeurs synthèses des modèles probabilistes de demande sismique
pour les ponts à deux et trois travées**

Paramètre	Travées	Critères de réponse (Déplacements en mm)	Médiane	Écart-type	PSDM			
			S_D	$\beta_{D/PGA}$	a	b	R^2	Équation
Tous	2 - 3	Ductilité	2,16	0,63	8,37	0,90	0,64	$\ln(2,16) = \ln(8,37) + 0,9 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	12,18	0,81	18,62	0,61	0,33	$\ln(12,18) = \ln(18,62) + 0,61 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	4,78	0,30	11,79	0,64	0,79	$\ln(4,78) = \ln(11,79) + 0,64 * \ln(PGA)$
Longueur Minimale	2 - 3	Ductilité	6,05	0,64	21,54	1,10	0,72	$\ln(6,05) = \ln(21,54) + 1,1 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	5,11	0,48	16,96	0,93	0,77	$\ln(5,11) = \ln(16,96) + 0,93 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	4,98	0,15	13,23	0,71	0,95	$\ln(4,98) = \ln(13,23) + 0,71 * \ln(PGA)$
Longueur Médiane	2 - 3	Ductilité	1,99	0,39	7,01	0,88	0,81	$\ln(1,99) = \ln(7,01) + 0,88 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	13,36	0,82	18,03	0,57	0,29	$\ln(13,36) = \ln(18,03) + 0,57 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	4,48	0,15	11,22	0,66	0,94	$\ln(4,48) = \ln(11,22) + 0,66 * \ln(PGA)$
Longueur Maximale	2 - 3	Ductilité	1,76	0,27	5,03	0,82	0,90	$\ln(1,76) = \ln(5,03) + 0,82 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	22,49	0,83	21,95	0,39	0,18	$\ln(22,49) = \ln(21,95) + 0,39 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	6,06	0,51	11,79	0,51	0,50	$\ln(6,06) = \ln(11,79) + 0,51 * \ln(PGA)$
Hauteur Minimale	2 - 3	Ductilité	2,91	0,30	9,23	0,94	0,91	$\ln(2,91) = \ln(9,23) + 0,94 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	9,05	0,81	13,77	0,80	0,51	$\ln(9,05) = \ln(13,77) + 0,8 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	4,48	0,18	11,47	0,69	0,94	$\ln(4,48) = \ln(11,47) + 0,69 * \ln(PGA)$
Hauteur Médiane	2 - 3	Ductilité	2,31	0,79	11,01	0,98	0,53	$\ln(2,31) = \ln(11,01) + 0,98 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	13,27	0,67	20,86	0,67	0,42	$\ln(13,27) = \ln(20,86) + 0,67 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	4,77	0,15	12,11	0,68	0,94	$\ln(4,77) = \ln(12,11) + 0,68 * \ln(PGA)$
Hauteur Maximale	2 - 3	Ductilité	1,76	0,27	5,03	0,82	0,90	$\ln(1,76) = \ln(5,03) + 0,82 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	22,49	0,83	21,95	0,39	0,18	$\ln(22,49) = \ln(21,95) + 0,39 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	6,06	0,51	11,79	0,51	0,50	$\ln(6,06) = \ln(11,79) + 0,51 * \ln(PGA)$
Biais Minimal	2 - 3	Ductilité	1,70	0,24	4,62	0,71	0,85	$\ln(1,7) = \ln(4,62) + 0,71 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	17,37	0,42	27,51	0,38	0,36	$\ln(17,37) = \ln(27,51) + 0,38 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	4,77	0,37	13,76	0,71	0,71	$\ln(4,77) = \ln(13,76) + 0,71 * \ln(PGA)$
Biais « Médian »	2 - 3	Ductilité	2,79	0,42	8,04	0,89	0,84	$\ln(2,79) = \ln(8,04) + 0,89 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	4,81	0,53	11,57	0,90	0,78	$\ln(4,81) = \ln(11,57) + 0,9 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	4,76	0,22	9,71	0,57	0,89	$\ln(4,76) = \ln(9,71) + 0,57 * \ln(PGA)$
Biais Maximal	2 - 3	Ductilité	6,05	0,64	21,54	1,10	0,72	$\ln(6,05) = \ln(21,54) + 1,1 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Longitudinal	5,11	0,48	16,96	0,93	0,77	$\ln(5,11) = \ln(16,96) + 0,93 * \ln(PGA)$
	2 - 3	Déplacement Transversal	4,98	0,17	13,23	0,71	0,95	$\ln(4,98) = \ln(13,23) + 0,71 * \ln(PGA)$

Tableau-A IX-5 Valeurs synthèses des données de fragilité pour les ponts à une travée

Paramètre	Critères de réponse	Léger / Slight		Modéré / Moderate		Important / Extensive		Complet / Complete	
		<i>Méd_{Composante}</i>	<i>β_{Composante}</i>	<i>Méd_{Composante}</i>	<i>β_{Composante}</i>	<i>Méd_{Composante}</i>	<i>β_{Composante}</i>	<i>Méd_{Composante}</i>	<i>β_{Composante}</i>
Tous	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	158,56	1,12	543,56	1,09	749,40	1,12	1 095,21	1,16
	Déplacement Transversal	3,59	0,96	15,79	0,96	37,04	1,08	246,32	1,21
Longueur Minimale	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Transversal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Longueur Médiane	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	113,83	0,75	331,89	0,71	438,67	0,74	609,92	0,79
	Déplacement Transversal	4,19	0,42	14,67	0,42	30,19	0,59	150,09	0,75
Longueur Maximale	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	474,12	1,10	2 774,08	1,02	4 396,46	1,09	7 575,34	1,18
	Déplacement Transversal	2,03	0,63	20,71	0,63	78,93	0,99	1 542,42	1,32
Hauteur Minimale	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Transversal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Hauteur Médiane	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Transversal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Hauteur Maximale	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Transversal	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Biais Minimal	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	94,65	0,71	278,91	0,66	369,67	0,70	515,66	0,75
	Déplacement Transversal	4,37	0,40	15,21	0,40	31,19	0,58	153,80	0,74
Biais « Médian »	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	474,12	1,10	2 774,08	1,02	4 396,46	1,09	7 575,34	1,18
	Déplacement Transversal	2,03	0,63	20,71	0,63	78,93	0,99	1 542,42	1,32
Biais Maximal	Ductilité	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Déplacement Longitudinal	136,46	0,73	393,77	0,68	519,04	0,72	719,36	0,77
	Déplacement Transversal	4,01	0,65	14,15	0,65	29,23	0,78	146,51	0,91

Tableau-A IX-6 Valeurs synthèses des données de fragilité pour les ponts à deux travées

Paramètre	Critères de réponse	Léger / Slight		Modéré / Moderate		Important / Extensive		Complet / Complete	
		<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}
Tous	Ductilité	0,13	0,88	0,25	0,78	0,52	0,95	0,90	0,96
	Déplacement Longitudinal	3,78	1,40	25,70	1,33	42,36	1,39	76,46	1,48
	Déplacement Transversal	0,40	0,57	3,39	0,57	11,58	0,91	176,77	1,20
Longueur Minimale	Ductilité	0,10	0,86	0,20	0,76	0,41	0,92	0,70	0,94
	Déplacement Longitudinal	0,71	0,41	1,36	0,38	1,61	0,41	1,97	0,44
	Déplacement Transversal	0,30	0,35	1,40	0,35	3,40	0,62	24,56	0,84
Longueur Médiane	Ductilité	0,13	0,86	0,26	0,75	0,54	0,93	0,95	0,94
	Déplacement Longitudinal	3,70	1,60	45,43	1,49	87,30	1,58	188,92	1,72
	Déplacement Transversal	0,38	0,42	2,12	0,42	5,70	0,71	51,29	0,95
Longueur Maximale	Ductilité	0,16	0,84	0,30	0,76	0,58	0,90	0,95	0,91
	Déplacement Longitudinal	4,47	1,00	21,13	0,93	31,69	0,98	51,16	1,07
	Déplacement Transversal	0,50	0,65	6,39	0,65	27,59	1,06	712,50	1,42
Hauteur Minimale	Ductilité	0,13	0,79	0,25	0,69	0,49	0,86	0,82	0,87
	Déplacement Longitudinal	3,62	1,34	31,98	1,23	56,42	1,32	110,34	1,44
	Déplacement Transversal	0,40	0,43	2,04	0,43	5,22	0,69	42,31	0,92
Hauteur Médiane	Ductilité	0,10	1,06	0,23	0,93	0,56	1,14	1,10	1,16
	Déplacement Longitudinal	1,87	1,20	8,99	1,14	13,53	1,19	21,94	1,26
	Déplacement Transversal	0,34	0,42	2,09	0,42	5,99	0,73	62,02	1,00
Hauteur Maximale	Ductilité	0,16	0,84	0,30	0,76	0,58	0,90	0,95	0,91
	Déplacement Longitudinal	4,47	1,00	21,13	0,93	31,69	0,98	51,16	1,07
	Déplacement Transversal	0,50	0,65	6,39	0,65	27,59	1,06	712,50	1,42
Biais Minimal	Ductilité	0,13	0,86	0,26	0,75	0,54	0,93	0,95	0,94
	Déplacement Longitudinal	3,70	1,60	45,43	1,49	87,30	1,58	188,92	1,72
	Déplacement Transversal	0,38	0,42	2,12	0,42	5,70	0,71	51,29	0,95
Biais « Médian »	Ductilité	0,16	0,84	0,30	0,76	0,58	0,90	0,95	0,91
	Déplacement Longitudinal	4,47	1,00	21,13	0,93	31,69	0,98	51,16	1,07
	Déplacement Transversal	0,50	0,65	6,39	0,65	27,59	1,06	712,50	1,42
Biais Maximal	Ductilité	0,10	0,86	0,20	0,76	0,41	0,92	0,70	0,94
	Déplacement Longitudinal	0,71	0,41	1,36	0,38	1,61	0,41	1,97	0,44
	Déplacement Transversal	0,30	0,41	1,40	0,41	3,40	0,65	24,56	0,87

Tableau-A IX-7 Valeurs synthèses des données de fragilité pour les ponts à trois travées

Paramètre	Critères de réponse	Léger / Slight		Modéré / Moderate		Important / Extensive		Complet / Complete	
		<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}
Tous	Ductilité	0,12	0,97	0,19	0,92	0,32	1,00	0,47	1,00
	Déplacement Longitudinal	2,78	1,76	12,40	1,72	18,32	1,75	29,05	1,80
	Déplacement Transversal	0,31	0,64	1,81	0,64	5,02	0,86	48,18	1,09
Longueur Minimale	Ductilité	0,03	0,73	0,05	0,64	0,09	0,78	0,14	0,79
	Déplacement Longitudinal	2,57	0,60	6,72	0,56	8,63	0,59	11,60	0,65
	Déplacement Transversal	0,35	0,42	1,83	0,42	4,71	0,68	38,72	0,92
Longueur Médiane	Ductilité	0,15	0,79	0,25	0,73	0,42	0,83	0,63	0,83
	Déplacement Longitudinal	3,44	1,56	13,78	1,52	19,79	1,55	30,36	1,59
	Déplacement Transversal	0,40	0,46	2,59	0,46	7,63	0,77	83,95	1,04
Longueur Maximale	Ductilité	0,22	0,78	0,40	0,68	0,78	0,84	1,30	0,85
	Déplacement Longitudinal	0,49	1,77	9,18	1,63	19,72	1,74	48,70	1,91
	Déplacement Transversal	0,19	0,48	0,67	0,48	1,39	0,64	7,11	0,80
Hauteur Minimale	Ductilité	0,11	0,62	0,17	0,54	0,29	0,67	0,44	0,68
	Déplacement Longitudinal	3,28	0,57	8,05	0,53	10,16	0,56	13,39	0,61
	Déplacement Transversal	0,38	0,46	2,34	0,46	6,62	0,75	66,60	1,01
Hauteur Médiane	Ductilité	0,09	1,13	0,15	1,09	0,24	1,15	0,36	1,16
	Déplacement Longitudinal	2,55	1,32	10,31	1,28	14,84	1,32	22,82	1,37
	Déplacement Transversal	0,37	0,44	2,10	0,44	5,70	0,72	52,25	0,97
Hauteur Maximale	Ductilité	0,22	0,78	0,40	0,68	0,78	0,84	1,30	0,85
	Déplacement Longitudinal	0,49	1,77	9,18	1,63	19,72	1,74	48,70	1,91
	Déplacement Transversal	0,19	0,48	0,67	0,48	1,39	0,64	7,11	0,80
Biais Minimal	Ductilité	0,21	0,90	0,43	0,79	0,90	0,97	1,60	0,98
	Déplacement Longitudinal	1,08	1,80	14,46	1,70	28,46	1,78	63,36	1,91
	Déplacement Transversal	0,25	0,71	1,28	0,71	3,23	0,89	25,40	1,07
Biais « Médian »	Ductilité	0,11	0,62	0,17	0,54	0,29	0,67	0,44	0,68
	Déplacement Longitudinal	3,28	0,57	8,05	0,53	10,16	0,56	13,39	0,61
	Déplacement Transversal	0,38	0,46	2,34	0,46	6,62	0,75	66,60	1,01
Biais Maximal	Ductilité	0,03	0,73	0,05	0,64	0,09	0,78	0,14	0,79
	Déplacement Longitudinal	2,57	0,60	6,72	0,56	8,63	0,59	11,60	0,65
	Déplacement Transversal	0,35	0,44	1,83	0,44	4,71	0,70	38,72	0,93

Tableau-A IX-8 Valeurs synthèses des données de fragilité pour les ponts à deux et trois travées

Paramètre	Critères de réponse	Léger / Slight		Modéré / Moderate		Important / Extensive		Complet / Complete	
		<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}	<i>Méd</i> _{Composante}	β _{Composante}
Tous	Ductilité	0,13	0,96	0,22	0,90	0,38	1,00	0,60	1,00
	Déplacement Longitudinal	3,11	1,64	16,49	1,59	25,48	1,63	42,58	1,69
	Déplacement Transversal	0,35	0,62	2,29	0,62	6,82	0,88	76,71	1,13
Longueur Minimale	Ductilité	0,08	0,79	0,12	0,75	0,19	0,82	0,28	0,83
	Déplacement Longitudinal	2,33	0,82	6,97	0,78	9,28	0,82	13,00	0,87
	Déplacement Transversal	0,33	0,41	1,79	0,41	4,72	0,69	41,04	0,94
Longueur Médiane	Ductilité	0,15	0,81	0,25	0,73	0,46	0,86	0,72	0,87
	Déplacement Longitudinal	3,61	1,78	21,84	1,73	34,92	1,77	60,81	1,83
	Déplacement Transversal	0,39	0,44	2,39	0,44	6,77	0,74	68,61	1,00
Longueur Maximale	Ductilité	0,19	0,79	0,34	0,71	0,65	0,85	1,05	0,86
	Déplacement Longitudinal	3,92	2,62	54,23	2,55	107,53	2,61	241,47	2,70
	Déplacement Transversal	0,27	1,11	2,79	1,11	10,75	1,35	214,91	1,61
Hauteur Minimale	Ductilité	0,12	0,71	0,21	0,63	0,36	0,76	0,55	0,77
	Déplacement Longitudinal	3,51	1,27	12,74	1,23	17,83	1,26	26,52	1,30
	Déplacement Transversal	0,39	0,44	2,23	0,44	6,04	0,72	55,40	0,97
Hauteur Médiane	Ductilité	0,11	1,01	0,18	0,96	0,31	1,04	0,47	1,04
	Déplacement Longitudinal	2,40	1,35	11,14	1,30	16,63	1,34	26,69	1,40
	Déplacement Transversal	0,35	0,43	2,10	0,43	5,84	0,73	56,75	0,98
Hauteur Maximale	Ductilité	0,19	0,79	0,34	0,71	0,65	0,85	1,05	0,86
	Déplacement Longitudinal	3,92	2,62	54,23	2,55	107,53	2,61	241,47	2,70
	Déplacement Transversal	0,27	1,11	2,79	1,11	10,75	1,35	214,91	1,61
Biais Minimal	Ductilité	0,17	0,89	0,33	0,79	0,68	0,96	1,19	0,97
	Déplacement Longitudinal	2,22	1,90	31,98	1,79	64,08	1,88	145,66	2,01
	Déplacement Transversal	0,31	0,63	1,69	0,63	4,49	0,84	39,19	1,05
Biais « Médian »	Ductilité	0,13	0,81	0,22	0,74	0,40	0,86	0,62	0,87
	Déplacement Longitudinal	3,67	0,89	11,46	0,85	15,41	0,88	21,87	0,93
	Déplacement Transversal	0,43	0,58	3,55	0,58	11,97	0,91	178,12	1,20
Biais Maximal	Ductilité	0,08	0,79	0,12	0,75	0,19	0,82	0,28	0,83
	Déplacement Longitudinal	2,33	0,82	6,97	0,78	9,28	0,82	13,00	0,87
	Déplacement Transversal	0,33	0,43	1,79	0,43	4,72	0,70	41,04	0,94

LISTE DE RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1992). *AASHTO Standard specifications for highway bridges*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (1996). *AASHTO Standard specifications for highway bridges*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2002). *AASHTO Standard specifications for highway bridges*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Customary U.S. Units (5th Edition)*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2011). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2nd Edition)*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Customary U.S. Units (6th Edition)*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2014). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Customary U.S. Units (7th Edition)*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2015). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design (2nd Edition) with 2012, 2014 and 2015 Interim Revisions*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Customary U.S. Units (8th Edition)*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2020). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications - Customary U.S. Units (9th Edition)*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

- Anonyme. (2010). Skew Bridge 3 [En ligne]. Repéré le 3 avril 2013 sur flickr à <http://www.flickr.com/photos/midlandexplorerboy/4723990814/>
- Applied Technology Council. (1981). *ATC-6 - Seismic Design Guidelines for Highway Bridges*. Berkeley, California: Federal Highway Administration (FHWA) Department of Transportation.
- Association canadienne de normalisation. (1966). *Design of highway bridges*. Ottawa: Canadian Standards Association (CSA).
- Association canadienne de normalisation. (1988). *Design of highway bridges*. Rexdale: Canadian Standards Association (CSA).
- Association canadienne de normalisation. (2000). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Toronto: Association canadienne de normalisation.
- Association canadienne de normalisation. (2006). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga: Association canadienne de normalisation.
- Association canadienne de normalisation. (2014). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga: Association canadienne de normalisation.
- Association canadienne de normalisation. (2019). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga: Association canadienne de normalisation.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Atkinson, G. M. (2015). Time histories for 2005 National Building Code of Canada [En ligne]. Repéré le 18 décembre 2015 sur Engineering Seismology Toolbox à <http://www.seismotoolbox.ca/>
- Atkinson, G. M., & Boore, D. M. (2006). Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(6), 2181-2205.
- Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008). *Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Basöz, N. I., & Kiremidjian, A. S. (1998). Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California, earthquakes.

- Basöz, N. I., Kiremidjian, A. S., King, S. A., & Law, K. H. (1999). Statistical Analysis of Bridge Damage Data from the 1994 Northridge, CA, Earthquake. *Earthquake Spectra*, 15(1), 25-55.
- Belleau, J.-F. (2015). Processus de priorisation des ponts par l'étude paramétrique de la réponse non linéaire sous charges sismiques. Dans *Colloque 2015 du CEISCE*. Centre d'études interuniversitaire des structures sous charges extrêmes (CEISCE).
- Belleau, J.-F. (2016a). Étude paramétrique de la réponse non linéaire des ponts sous charges sismiques. Dans *23e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*. Ministère des Transports du Québec (MTQ).
- Belleau, J.-F. (2016b). Étude paramétrique de la réponse non linéaire des ponts sous charges sismiques. Dans *Séminaire des étudiants au doctorat du département de génie de la construction de l'ÉTS*. École de technologie supérieure (ÉTS).
- Belleau, J.-F. (2017a). Étude paramétrique de la réponse non linéaire des ponts sous charges sismiques. Dans *Séminaire des étudiants au doctorat du département de génie de la construction de l'ÉTS*. École de technologie supérieure (ÉTS).
- Belleau, J.-F. (2017b). Étude paramétrique de la réponse non linéaire des ponts sous charges sismiques. Dans *Colloque 2017 du CEISCE*. Centre d'études interuniversitaire des structures sous charges extrêmes (CEISCE).
- Belleau, J.-F. (2017c). Étude paramétrique de la réponse sismique des ponts. *Substance ÉTS*. Repéré à <https://substance.etsmtl.ca/etude-parametrique-reponse-sismique-ponts>
- Belleau, J.-F., Nollet, M.-J., & Khaled, A. (2023). Prediction of the Required Support Length at Expansion Bearings in the Context of Assessing the Seismic Vulnerability of Existing Bridges. *Engineering Structures*.
- Bohmer Construction. (2012). Bridges [En ligne]. Repéré le 3 avril 2013 sur Bohmer Construction à <http://www.bohmerconstruction.com/bridges.html>
- Boutin, P. (2013). *Effet de la classification des sols sur la demande sismique des piles de ponts sous l'effet des séismes bi-directionnels* (Mémoire de maîtrise électronique en génie de la construction, École de technologie supérieure, Montréal).
- Bowers, M. E. (2007). *Seismic fragility curves for a typical highway bridge in Charleston, SC considering soil-structure interaction and liquefaction effects* (Mémoire de maîtrise en génie civil, Clemson University, Clemson, South Carolina).
- California Department of Transportation. (2008). *CALTRANS - Bridge Design Aid - LRFD*. Sacramento, California: California Department of Transportation (CALTRANS).

- California Department of Transportation. (2013). *CALTRANS - Seismic Design Criteria - Version 1.7*. Sacramento, California: California Department of Transportation (CALTRANS).
- Cardone, D., & Gesualdi, G. (2012). Experimental evaluation of the mechanical behavior of elastomeric materials for seismic applications at different air temperatures. *International Journal of Mechanical Sciences*, 64(1), 127-143.
- Choi, E., DesRoches, R., & Nielson, B. (2004). Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zones. *Engineering Structures*, 26(2), 187-199.
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures : Theory and applications to earthquake engineering* (Fourth éd.). Upper Saddle River, New Jersey: Prentice-Hall.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999a). Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum. *Earthquake Spectra*, 15(4), 637-656.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999b). *Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems* (En ligne n° PEER-1999/02). University of California, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering (PEER) Research Center.
- Comité Européen de Normalisation. (2012). *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 - Ponts*. Bruxelles, Belgique: AFNOR Normalisation et Comité Européen de Normalisation (CEN).
- Computers & Structures Inc. (2011). *SAP2000 : Structural Analysis Program*. Berkeley, Californie: Computers & Structures Inc.
- Conde Bandini, P. A., Padgett, J. E., Paultre, P., & Siqueira, G. H. (2022). Seismic fragility of bridges: An approach coupling multiple-stripe analysis and Gaussian mixture for multicomponent structures. *Earthquake Spectra*, 38(1), 254-282. doi: 10.1177/87552930211036164
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., & Foutch, D. A. (2002). Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 128(4), 526-533.
- Der Kiureghian, A. (2002). *Bayesian methods for seismic fragility assessment of lifeline components* (Vol. 21). Reston, Virginia: Council on Disaster Reduction and Technical Council for Lifeline Earthquake Engineering, American Society of Civil Engineering (ASCE).
- DesRoches, R., Choi, E., Leon, R. T., Dyke, S. J., & Aschheim, M. (2004). Seismic Response of Multiple Span Steel Bridges in Central and Southeastern United States. I: As Built. *Journal of Bridge Engineering*, 9(5), 464-472.

- Dutta, A., & Mander, J. B. (1998). Seismic fragility analysis of highway bridges. Dans *Proceedings of the INCEDE-MCEER center-to-center project workshop on earthquake engineering Frontiers in transportation systems* (pp. 22-23).
- Elms, D. G., & Martin, G. R. (1979). Factors involved in the seismic design of bridge abutments. Dans *Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges* (pp. 229-252). Berkeley, California: Applied Technology Council (ATC).
- Elnashai, A., Borzi, B., & Vlachos, S. (2004). Deformation-based vulnerability functions for RC bridges. *Structural Engineering and Mechanics*, 17(2), 215-244.
- Environnement Québec. (2005). *Le Saint-Laurent : La qualité des eaux du fleuve 1990-2003*. Québec: Environnement Québec.
- Fakhry, M. F., El Sayed, M. M., & Mehanny, S. S. F. (2019). Response of Skew Bridges with permutations of geometric parameters and bearings articulation. *Earthquakes and Structures*, 17(5), 477-487.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Federal Emergency Management Agency. (2003). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology - Earthquake Model* (n° HAZUS-MH MR4 - Technical Manual). Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Federal Emergency Management Agency. (2020). *National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP) - Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA) of the U.S. Department of Homeland Security by the Building Seismic Safety Council of the National Institute of Building Sciences.
- Federal Highway Administration. (2015). *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures - Reference Manual* (n° FHWA-NHI-15-047). Arlington, Virginia: U.S. Department of Transportation (USDOT), Federal Highway Administration (FHWA), National Highway Institute (NHI).
- Freeman, S., Nicoletti, J., & Tyrell, J. (1975). Evaluations of existing buildings for seismic risk – A case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. Dans *Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering* (pp. 113-122). Earthquake Engineering Research Institute (EERI).
- Freeman, S. A. (1978). Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion. *ACI Special Publication*, 55.

- Freeman, S. A. (1998a). The capacity spectrum method as a tool for seismic design. Dans *Proceedings of the 11th European conference on earthquake engineering* (pp. 6-11).
- Freeman, S. A. (1998b). Development and use of capacity spectrum method. Dans *Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Institute (EERI).
- Freeman, S. A. (2004). Review of the development of the capacity spectrum method. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 41(1), 1-13.
- Goodco Z-Tech. (2010a). Elastomeric bearings (pp. 20). Laval: Structal, Canam Group.
- Goodco Z-Tech. (2010b). Pot bearings (pp. 20). Laval: Structal, Canam Group.
- Gouider, S. (2011). *Influence du système de contreventement latéral des ponts sur leur vulnérabilité sismique* (Mémoire de maîtrise électronique en génie de la construction, Ecole de Technologie Supérieure, Montréal).
- Guizani, L. (2015). Communication personnelle tenue au sujet de la modélisation des appareils d'appui. In M.-J. Nollet & J.-F. Belleau (Éds.).
- Halchuk, S., Adams, J., & Anglin, F. (2007). Revised deaggregation of seismic hazard for selected canadian cities. Dans *Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering* (pp. 420-432, Paper 1188).
- Halchuk, S., Allen, T. I., Adams, J., & Rogers, G. C. (2014). *Fifth Generation Seismic Hazard Model Input Files as proposed to Produce Values for the 2015 National Building Code of Canada* (n° Open File 7576). Ressources naturelles Canada.
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(Spec01), 67-89.
- Hao, H. (1998). Parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(1), 91-103.
- Hida, H. (2009). *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs* (Mémoire de maîtrise électronique en génie de la construction, École de technologie supérieure, Montréal).
- Hwang, H., & Huo, J. R. (1998). Probabilistic seismic damage assessment of highway bridges. Dans *Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Institute (EERI).

- Hwang, H., Jernigan, J. B., & Lin, Y.-W. (2000). Evaluation of seismic damage to Memphis bridges and highway systems. *Journal of Bridge Engineering*, 5(4), 322-330.
- Isakovic, T., Pompeyo Nino Lazaro, M., & Fischinger, M. (2008). Applicability of pushover methods for the seismic analysis of single-column bent viaducts. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37.
- Japan Road Association. (2002). *Design Specifications of Highway Bridges - Part V - Seismic Design*. Maruzen, Tokyo, Japan: Japan Road Association.
- Jernigan, J. B., & Hwang, H. (2002). Development of bridge fragility curves. Dans *Proceedings of the 7th US National Conference on Earthquake Engineering*. Earthquake Engineering Research Institute (EERI).
- Karim, K. R., & Yamazaki, F. (2001). Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30(12), 1839-1856.
- Karim, K. R., & Yamazaki, F. (2003). A simplified method of constructing fragility curves for highway bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(10), 1603-1626.
- Karna, S. K., & Sahai, R. (2012). An overview on Taguchi method. *International journal of engineering and mathematical sciences*, 1(1), 1-7.
- Kaviani, P., Zareian, F., & Taciroglu, E. (2012). Seismic behavior of reinforced concrete bridges with skew-angled seat-type abutments. *Engineering Structures*, 45, 137-150.
- Khaled, A., Tremblay, R., & Massicotte, B. (2006). Assessing the adequacy of the 30% combination rule in estimating the critical response of bridge piers under multi-directional earthquake components. Dans *Proceedings of the 7th International Conference on Short and Medium Span Bridges*.
- Kim, J.-S., Park, W.-S., & Han, T.-S. (2021). Framework to Evaluate Seismic Fragility of Bridges Considering Component Damage Correlations. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 15(05), 2150022.
- Kiremidjian, A. S., & Basöz, N. I. (1997). Evaluation of Bridge Damage : Data from Recent Earthquakes. *National Center for Earthquake Engineering Research Bulletin*, 11(2), 1-7.
- Lamontagne, M. (2008). *Les dommages dus aux tremblements de terre dans la région de Québec entre 1608 et 2007*. Ressources Naturelles du Canada.
- Leboeuf, D. (2015). Communication personnelle tenue au sujet de la catégorie sismique associé au coefficient C du code de conception de 1966. In M.-J. Nollet & J.-F. Belleau (Éds.).

- Lefebvre, K. (2012). *Étude du comportement sous charges latérales des ossatures de béton armé avec murs de remplissage de maçonnerie, construites avant les années 1960* (Thèse de doctorat électronique en génie, École de technologie supérieure, Montréal).
- Lemaire, A. (2013). *Étude de sensibilité des paramètres pour l'évaluation de la vulnérabilité sismiques des ponts et calibration de la méthode d'évaluation du Québec* (Mémoire de maîtrise en génie de la construction, École de technologie supérieure, Montréal).
- López, O. A., Hernández, J. J., Bonilla, R., & Fernández, A. (2006). Response Spectra for Multicomponent Structural Analysis. *Earthquake Spectra*, 22(1), 85-113.
- Lours, P. (2014, 28 avril 2017). Les sites octaédriques [En ligne]. Repéré le 28 avril 2017 sur Les Solutions Solides d'Insertion (ou Interstitielles) à <http://nte.mines-albi.fr/SciMat/co/SM4uc1-2.html>
- Mackie, K. R. (2004). *Fragility-based seismic decision making for highway overpass bridges* (Thèse de doctorat en génie en ligne, University of California, Berkeley, California).
- Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2001). Probabilistic seismic demand model for California highway bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 6(6), 468-481.
- Mallick, M., & Raychowdhury, P. (2015). Seismic analysis of highway skew bridges with nonlinear soil–pile interaction. *Transportation Geotechnics*, 3, 36-47.
- Mander, J. B. (1999). Fragility curve development for assessing the seismic vulnerability of highway bridges. Dans *Research Progress and Accomplishments* (pp. 89-98). Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER).
- Mander, J. B., & Basöz, N. I. (1999). Seismic fragility curve theory for highway bridges. Dans *Optimizing Post-Earthquake Lifeline System Reliability* (pp. 31-40). American Society of Civil Engineering (ASCE).
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826.
- Matbase. (2016). PTFE - Properties [En ligne]. Repéré le 28 juillet 2016 sur Materials - Natural & Synthetic Polymers - Thermoplastic Polymers - Engineering Polymers à <https://www.matbase.com/material-categories/natural-and-synthetic-polymers/thermoplastics/engineering-polymers/material-properties-of-polytetrafluoroethylene-ptfe.html#properties>
- Michaud, D. (2012). *Méthodologie pour la sélection et l'étalonnage d'accélérogrammes pour l'analyse sismique non linéaire de bâtiments localisés dans l'Est de l'Amérique du Nord* (Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

- Michaud, D., & Léger, P. (2014). Ground motions selection and scaling for nonlinear dynamic analysis of structures located in Eastern North America. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 41(3), 232-244.
- Michel, H. (2014). Lois normales [En ligne]. Repéré le 17 novembre 2016 sur I love Statistics à <http://www.ilovestatistics.be/probabilite/loi-normale.html>
- Ministère des Transports du Québec. (2012a). Communication personnelle tenue lors d'une rencontre le 24 avril 2012. In M.-J. Nollet, J.-F. Belleau & A. Lemaire (Éds.). Québec: Ministère des Transports du Québec (MTQ).
- Ministère des Transports du Québec. (2012b). *Manuel d'inventaire des structures*. Québec: Ministère des Transports du Québec (MTQ).
- Ministère des Transports du Québec. (2012c). *Manuel de conception des structures*. Québec: Ministère des transports du Québec (MTQ).
- Ministère des Transports du Québec. (2014). *Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur québécois 2013*. Québec: Ministère des Transports du Québec (MTQ).
- Moehle, J. P., & Eberhard, M. O. (2003). *Earthquake Damage to Bridges*. Boca Raton: CRC Press.
- Moradiankhabiri, M. (2016). *Comportement sismique des piles faiblement armées des ponts réguliers isolés à la base* (Mémoire de maîtrise électronique en génie de la construction, École de technologie supérieure, Montréal).
- Moschonas, I. F., Kappos, A. J., Panetsos, P., Papadopoulos, V., Makarios, T., & Thanopoulos, P. (2009). Seismic fragility curves for greek bridges: Methodology and case studies. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 7(2), 439-468.
- Muthukumar, S. (2003). *A contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges* (Thèse de doctorat en génie en ligne, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia).
- National Research Council of Canada. (2015). *Code national du bâtiment - Canada 2015*. Ottawa: Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies et Conseil national de recherches du Canada (CNRC).
- Nielson, B. G. (2005). *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones* (Thèse de doctorat en génie en ligne, Georgia Institute of Technologie, Atlanta, Georgia).
- Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2003). Seismic Fragility Curves for Bridges: A Tool for Retrofit Prioritization. Dans *Proceedings of the Sixth U.S. Conference and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering* (25 éd., pp. 1060-1070). American Society of Civil Engineering (ASCE).

- Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2007). Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(6), 823-839.
- Nollet, M.-J., Khaled, A., & Lemaire, A. (2013). *Étude de sensibilité des paramètres pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts en vue de la calibration de la méthode* (n° Projet: R628.1). Rapport présenté à la Direction des structures, Ministère des Transports du Québec (MTQ).
- Omranian, E., Abdelnaby, A. E., & Abdollahzadeh, G. (2018). Seismic vulnerability assessment of RC skew bridges subjected to mainshock-aftershock sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 186-197.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2006). OpenSEES : Open System for Earthquake Engineering Simulation. Berkeley, Californie: The Regents of the University of California.
- Padgett, J. E. (2007). *Seismic vulnerability assessment of retrofitted bridges using probabilistic methods* (Thèse de doctorat en génie en ligne, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia).
- Padgett, J. E., Ghosh, J., & Duenas-Osorio, L. (2013). Effects of liquefiable soil and bridge modelling parameters on the seismic reliability of critical structural components. *Structure and Infrastructure Engineering*, 9(1), 59-77.
- Padgett, J. E., Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2008). Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(5), 711-725.
- Park, Y. J., Wen, Y. K., & Ang, A. H. S. (1986). Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 14(4), 543-557.
- Penzien, J., & Watabe, M. (1974). Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(4), 365-373.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Seible, F. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges* (Vol. xvii). New York, New York: J. Wiley and Sons.
- Ramanathan, K. N., Padgett, J. E., & Desroches, R. (2011). Fragility curves for typical multispan simply supported bridge classes in moderate seismic zones: Pre- and post-seismic design considerations. Dans *3rd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, COMPDYN 2011*. Taylor and Francis/Balkema.

- Richards, R., & Elms, D. G. (1977). *Seismic behaviour of retaining walls and bridge abutments* (n° Report 77-10). Christchurch, New Zealand: Department of Civil Engineering, University of Canterbury.
- Richards, R., & Elms, D. G. (1979). Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(4), 449-464.
- Séismes Canada. (2013). Séismes récents [En ligne]. Repéré le 26 mars 2013 sur Séismes Canada à <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/recent/index-fra.php>
- Séismes Canada. (2016a). L'aléa sismique au Canada : Carte simplifiée de l'aléa sismique [En ligne]. Repéré le 8 mars 2016 sur Séismes Canada à <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/simphaz-fr.php>
- Séismes Canada. (2016b). Les zones sismiques au Canada [En ligne]. Repéré le 12 mai 2016 sur Séismes Canada à <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/zones/index-fr.php>
- Seismosoft. (2013). SeismoMatch (Version 5) [Logiciel en ligne]. Pavia, Italie: Seismosoft.
- Seismosoft. (2016). *SeismoStruct : Technical information sheet - Nonlinear analysis and assessment of structures*. Pavia, Italie: Seismosoft.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Dong, X., Uzawa, T., & Ueda, T. (2000). *Damage assessment of a highway network under scenario earthquakes for emergency response decision support* présentée à Smart Structures and Materials : Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H.-K., & Kim, S.-H. (2000). Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development. *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1287-1295.
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Kim, H.-K., Uzawa, T., & Ueda, T. (2003). *Statistical analysis of fragility curves* (En ligne n° Technical Report MCEER-03-0002). Los Angeles, Californie: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER).
- Siqueira, G. H. (2013). *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec réhabilités avec l'utilisation d'isolateurs en caoutchouc naturel* (Thèse de doctorat en génie en ligne, Université de Sherbrooke, Sherbrooke).
- Solnes, J. (1997). *Stochastic Processes and Random Vibration : Theory and Practice*. New York, New York: John Wiley & Sons.
- StructurePoint LLC. (2011). spColumn : Design and investigation of reinforced concrete column sections (Version 4.8). Skokie, Illinois: StructurePoint LLC., .

- Suescun, J. R. (2010). *Courbes de fragilité pour les ponts au Québec tenant compte du sol de fondation* (Mémoire de maîtrise en génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke).
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557-2573.
- Tavares, D. H. (2012). *Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec à l'aide des courbes de fragilité* *Seismic risk assessment of bridges in Quebec using fragility curves* (Thèse de doctorat en génie, Université de Sherbrooke, Sherbrooke).
- Tavares, D. H., Cardona, L., & Paultre, P. (2010). *Bridge reinforced concrete column limit state definition* présentée à Anais do 52° Congresso Brasileiro do Concreto, Fortaleza, Brésil.
- Tavares, D. H., Padgett, J. E., & Paultre, P. (2012). Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada. *Engineering Structures*, 40, 107-118.
- Tremblay, R., Atkinson, G. M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., & Koboevic, S. (2015). Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015. Dans *11th Canadian Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-16).
- Trochalakis, P., Eberhard, M. O., & Stanton, J. F. (1997). Design of Seismic Restrainers for In-Span Hinges. *Journal of Structural Engineering - ASCE*, 123(4), 469-478.
- Watson, S., Zahn, F. A., & Park, R. (1994). Confining Reinforcement for Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering*, 120(6), 1798-1824.
- Werner, S. D., Lee, L. C., Wong, H. L., & Trifunac, M. D. (1977). *An evaluation of the effects of traveling seismic waves on the three-dimensional response of structures* (n° R-7720-4514). Washington, D.C.: Research Applied to National Needs (RANN), National Science Foundation.
- Werner, S. D., Lee, L. C., Wong, H. L., & Trifunac, M. D. (1979). Effects of Traveling Seismic Waves on the Response of Bridges. Dans *Proceedings of a Workshop on Earthquake Resistance of Highway Bridges* (pp. 525-546). Applied Technology Council (ATC).
- Wikimedia Commons. (2008). Schéma d'un pont [En ligne]. Repéré le 29 mars 2013 sur Wikimedia Commons à <http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Pont-sch%C3%A9ma.svg>
- Wood, J. H., & Elms, D. G. (1990). Seismic Design of Bridge Abutments and Retaining Walls. Dans *Bridge Design and Research Seminar* (Vol. 2, Bulletin 84, pp. 101). Road Research Unit, Transit New Zealand, Wellington, New Zealand.
- Xiang, N., Goto, Y., Obata, M., & Alam, M. S. (2019). Passive seismic unseating prevention strategies implemented in highway bridges: A state-of-the-art review. *Engineering Structures*, 194, 77-93.

- Yamazaki, F., Hamada, T., Motoyama, H., & Yamauchi, H. (1999). Earthquake damage assessment of expressway bridges in Japan. Dans *Optimizing Post-Earthquake Lifeline System Reliability* (pp. 361-370). American Society of Civil Engineering (ASCE).
- Yang, C.-S. W., Werner, S. D., & DesRoches, R. (2015). Seismic fragility analysis of skewed bridges in the central southeastern United States. *Engineering Structures*, 83, 116-128.
- Yashinsky, M., Oviedo, R., Ashford, S., Fargier-Gabaldon, L., & Hube, M. (2010). *Performance of Highway and Railway Structures during the February 27, 2010 Maule Chile Earthquake*. EERI/PEER/FHWA Bridge Team Report.
- Young, W. C., & Budynas, R. G. (2002). *Roark's formulas for stress and strain* (Seventh éd.). New York, New York: McGraw-Hill
- Yu, O., Allen, D. L., & Drnevich, V. P. (1991). Seismic vulnerability assessment of bridges on earthquake priority routes in Western Kentucky. Dans *3rd US National Conference on Lifeline Earthquake Engineering* (pp. 817-826). American Society of Civil Engineering (ASCE).