

**Titre:** Évaluation des effets des basses températures sur les ponts isolés  
Title: sismiquement à l'aide d'isolateurs en élastomère

**Auteur:** Louis-Pierrick Guay  
Author:

**Date:** 2016

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Guay, L.-P. (2016). Évaluation des effets des basses températures sur les ponts  
isolés sismiquement à l'aide d'isolateurs en élastomère [Mémoire de maîtrise,  
Citation: École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
<https://publications.polymtl.ca/2136/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2136/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de  
recherche:** Najib Bouaanani  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉVALUATION DES EFFETS DES BASSES TEMPÉRATURES SUR LES PONTS ISOLÉS  
SISMIQUEMENT À L'AIDE D'ISOLATEURS EN ÉLASTOMÈRE

LOUIS-PIÉRIK GUAY

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉVALUATION DES EFFETS DES BASSES TEMPÉRATURES SUR LES PONTS ISOLÉS  
SISMIQUEMENT À L'AIDE D'ISOLATEURS EN ÉLASTOMÈRE

présenté par : GUAY Louis-Pierrick

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. TREMBLAY Robert, Ph. D., président

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. PARADIS François, Ph. D., membre

## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de maîtrise, le professeur Najib Bouaanani, pour m'avoir donné l'opportunité de travailler sur ce projet qui s'inscrit dans une grande étude sur l'isolation sismique au Québec. Je tiens également à remercier M. Bouaanani pour tout son temps investi, pour son encadrement et ses précieux conseils qui furent des plus formateurs, tant au point de vue technique que méthodologique.

Je remercie Poulad Daneshvar pour son aide technique et ses précieux conseils. Au-delà du support technique qu'il m'a offert, Poulad a été pour moi une grande source de savoir. En effet, nos discussions amicales dans les corridors de Polytechnique ont été des plus enrichissantes et m'ont souvent permises d'élargir ma vision des problématiques.

Je tiens aussi à remercier mes collègues de travail et amis, Tarik, Sylvain et Étienne, qui ont transformés ma façon de vivre à Polytechnique. Sans eux, ces deux dernières années n'auraient pas été aussi enrichissantes et n'auraient pas été ponctuées de toutes ces soirées, pauses café et autres souvenirs mémorables.

Je tiens également à remercier le CRSNG pour m'avoir versé une aide financière partielle pour ma recherche.

Finalement, je tiens à souligner mon infinie reconnaissance envers mes parents pour le support financier qu'ils m'ont accordé tout au long de mes études. Sans ce dernier, ma vie d'après étude aurait été bien différente. Je tiens également à les remercier de m'avoir encouragé et de m'avoir supporté dès mon plus jeune âge dans mon parcours académique comme dans tous mes projets personnels.

## RÉSUMÉ

Les critères de performance des ponts face aux séismes étant de plus en plus sévères, l'isolation sismique est appelée à gagner en popularité. Dans le cas des isolateurs en élastomère, leur comportement peut toutefois être grandement affecté par l'exposition aux basses températures. De plus, la contraction thermique du tablier peut également avoir des effets sur la performance des ponts isolés sismiquement. Au Canada, la concomitance des séismes et des basses températures est une problématique importante. Peu de travaux de recherche ont cependant été menés sur les répercussions du froid sur les ponts isolés sismiquement. Ce mémoire traite des expositions aux basses températures à considérer pour l'analyse des ponts isolés à l'aide d'isolateurs en élastomère au Canada, et évalue les effets des basses températures sur le comportement de ces structures.

Les effets des basses températures sur le comportement des isolateurs sismiques en élastomère et sur la contraction ou la dilatation thermique des tabliers sont étudiés à travers la littérature afin d'évaluer la meilleure façon de quantifier les expositions aux basses températures. Tout l'historique des données climatiques d'Environnement Canada a été traité pour établir l'exposition au froid en fonction de sa probabilité d'occurrence sur une grande partie du territoire Canadien. Les résultats sont présentés en détails pour 36 localités et sont également illustrés sous forme de cartes d'isocontours.

En utilisant ces données traitées, les effets des basses températures sur des ponts isolés sismiquement sont ensuite évalués. Une étude paramétrique basée sur la méthode simplifiée de la norme CSA S6-14 est d'abord réalisée pour évaluer les effets du raidissement thermique des isolateurs sur le comportement sismique des ponts considérés, i.e. efforts dans la sous-structure, déplacements, amortissement, etc. Les effets de plusieurs paramètres dont le type de sol, la rigidité de la sous-structure et le déplacement admissible au tablier ont été analysés. Des analyses temporelles non linéaires sont ensuite réalisées pour évaluer les effets des non-linéarités telles que la fissuration des piles et le niveau d'endommagement de la structure après séisme. Les effets de la contraction et la dilatation thermique du tablier sur le comportement de ponts isolés sismiquement sont également étudiés. Suite au traitement des données climatologiques et des résultats des analyses structurales, plusieurs observations et recommandations sont formulées concernant la conception des ponts isolés à l'aide d'isolateurs en élastomère dans les régions froides.

## ABSTRACT

As bridge performance criteria under the effects of earthquakes are becoming more severe, seismic isolation is expected to gain increased popularity. The behaviour of elastomeric isolators can be severely affected by exposure to low temperatures. In addition, the thermal contraction of bridge decks may also have effects on the performance of seismically isolated bridges. In Canada, the concomitance of earthquakes and low temperatures is a significant problem. Little research has yet been conducted on the impact of low temperature on seismically isolated bridges, especially in Canada. This dissertation discusses exposures to low temperatures to be considered for the analysis of isolated bridges with elastomeric isolators in Canada, and assesses the effects of low temperatures on the behaviour of these structures.

The effects of low temperatures on the behaviour of seismic elastomeric isolators and thermal contraction or expansion of bridge deck are studied through literature to assess the best way to quantify low temperature exposures. All available historical climate data from Environment Canada are processed to determine exposure to low temperature depending on the probability of occurrence on a large portion of Canadian territory. The results are presented in detail for 36 communities and are also illustrated in the form of isocontour maps.

Using the processed data, the effects of low temperatures on seismically isolated bridges are then assessed. A parametric study using the simplified method prescribed in CSA S6-14 is first conducted to evaluate the effects of thermal stiffening of isolators on the seismic behaviour of the considered bridges, i.e. efforts in the sub-structure, displacements, damping, etc. The effects of several parameters such as soil type, substructure stiffness and allowable deck displacement are analyzed. Nonlinear time-history analyses are performed to assess the effects of nonlinear response such as pier cracking and the level of damage to the structure after the earthquake. The effects of thermal contraction and expansion of the deck on seismically isolated bridges are also studied. Based on the processed climatic data and the results of conducted parametric structural analyses, several observations and recommendations are made regarding the design of isolated bridges with elastomeric isolators in cold regions.

## TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS .....	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT .....	V
TABLE DES MATIÈRES .....	VI
LISTE DES TABLEAUX.....	X
LISTE DES FIGURES.....	XII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXII
LISTE DES ANNEXES.....	XXIV
<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....</b>	<b>1</b>
1.1 Contexte de l'étude et problématique.....	1
1.2 Objectifs de l'étude .....	1
1.3 Méthodologie .....	2
1.4 Organisation du mémoire .....	3
<b>CHAPITRE 2 REVUE DU COMPORTEMENT DES ISOLATEURS SISMIQUES EN</b> <b>ÉLASTOMÈRE AVEC NOYAU DE PLOMB.....</b>	<b>4</b>
2.1 Principes de l'isolation sismique.....	4
2.2 Propriétés des élastomères .....	10
2.2.1 Propriétés mécaniques des élastomères.....	10
2.2.2 « Scragging ».....	13
2.2.3 Vieillissement.....	13
2.2.4 Effets thermiques.....	14
2.3 Propriétés du plomb .....	22
2.3.1 Propriétés mécaniques.....	22

2.3.2	Effets thermiques.....	23
2.3.3	Effets de la vitesse de chargement .....	24
2.3.4	Vieillessement.....	25
2.4	Comportement des isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb .....	25
2.4.1	Modèle simplifié du comportement des LRB sous des charges latérales .....	25
2.4.2	Effets thermiques.....	27
2.4.3	États limites ultimes .....	33
CHAPITRE 3 REVUE DE LA PRATIQUE CANADIENNE POUR L'ISOLATION SISMIQUE DES PONTS ET ÉVALUATION DE LA DILATATION THERMIQUE DES TABLIERS.....		35
3.1	Analyses sismiques : Généralités .....	35
3.2	Effets thermiques sur les isolateurs sismiques .....	42
3.2.1	Raidissement thermique .....	42
3.2.2	Contraction et dilatation du tablier.....	44
3.3	Contraction et la dilatation thermique des tabliers.....	44
3.3.1	Méthodes d'estimation de la température effective .....	45
3.3.2	Calcul du raccourcissement et de la dilatation thermique des tabliers.....	52
CHAPITRE 4 POTENTIEL DE RAIDISSEMENT THERMIQUE DES ISOLATEURS AU CANADA.....		53
4.1	Quantification du froid pour l'évaluation du raidissement thermique des isolateurs ....	53
4.1.1	Banque de données et notation.....	53
4.1.2	Analyses, résultats et discussions.....	56
4.1.3	Cartes illustratives.....	68
4.2	Validation du choix de la température moyenne journalière comme température de référence pour l'évaluation de la cristallisation .....	75



4.3	Évaluation de la probabilité de raidissement thermique en fonction des expositions au froid au Canada .....	85
4.4	Évaluation des exigences de la norme S6-14 relativement aux expositions au froid à considérer pour l'évaluation du raidissement thermique des isolateurs.....	93
4.4.1	Choix du niveau d'intensité d'exposition au froid pour les essais des séismes de période de retour de moins de 2% en 50 ans.....	94
4.4.2	Choix de la température de concomitance .....	94
4.4.3	Variabilité de la probabilité associée à la température de concomitance et sa durée d'exposition selon la localité.....	96
4.4.4	Variation du niveau de probabilité relativement aux différents niveaux de performance .....	98
4.4.5	Niveau de performance associée à la probabilité du séisme et non à la probabilité des événements sismiques et thermiques combinés .....	100
4.4.6	Restrictions entourant le second essai à basse température .....	100
<b>CHAPITRE 5 ÉVALUATION DES EFFETS DU RAIDISSEMENT THERMIQUE SUR LES PONTS ISOLÉS SISMIQUEMENT .....</b>		<b>102</b>
5.1	Effets des basses températures sur les isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb.....	102
5.2	Analyse paramétrique.....	103
5.2.1	Analyses .....	103
5.2.2	Résultats et discussions .....	106
5.3	Analyses temporelles non linéaires .....	113
5.3.1	Modélisation.....	113
5.3.2	Accélérogrammes.....	115
5.3.3	Ponts sélectionnés pour l'étude .....	116
5.3.4	Résultats et discussion.....	122

5.4	Étude de sensibilité des paramètres sismiques et thermiques sur les forces transmises à la sous-structure.....	135
5.5	Approche proposée pour évaluer le potentiel de raidissement thermique .....	143
CHAPITRE 6 POTENTIEL DE CONTRACTION ET DE DILATATION THERMIQUE DES TABLIERS DE PONT ET ÉVALUATION DE LEURS EFFETS AU CANADA .....		146
6.1	Quantification de l'exposition aux basses températures pour l'évaluation de la contraction ou la dilatation d'un tablier de pont .....	146
6.1.1	Température journalière moyenne .....	147
6.1.2	Radiation solaire.....	159
6.1.3	Méthode d'évaluation de la température effective du tablier en fonction de la fréquence .....	161
6.2	Évaluation des exigences de la norme S6-14 relativement aux expositions au froid à considérer pour l'évaluation de la dilatation thermique.....	161
6.2.1	Ouverture de joint de tablier : Probabilité de dépassement de la température concomitante .....	162
6.2.2	Déformation initiale des isolateurs : Probabilité de dépassement de la température de calcul.....	163
6.3	Effets de la contraction et de la dilatation thermiques d'un tablier de pont isolé sur son comportement en service et en cas de séisme .....	169
6.3.1	Comportement des isolateurs lors d'un séisme considérant un déplacement initial du tablier.....	169
6.3.2	Augmentation des forces initiales dans les éléments structuraux .....	171
6.3.3	Réduction des déplacements admissibles dans l'isolateur .....	172
CHAPITRE 7 CONCLUSION.....		174
BIBLIOGRAPHIE .....		179
ANNEXES .....		183

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Exemple de données retrouvées dans la littérature (tiré de Roeder et Stanton, 1990) .....	16
Tableau 3.1: Analyse sismique minimale requise pour des probabilités de dépassement de 2%, 5% et 10% en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.12 et Tableau 4.13).....	36
Tableau 3.2: Catégorie de performance sismique basée sur les valeurs des accélérations spectrales de période de retour de 2475 ans (CSA S6-14, Tableau 4.10).....	37
Tableau 3.3: Niveaux de performance minimum (CSA S6-14, Tableau 4.15).....	38
Tableau 3.4: Résumé partiel des critères de performance (Adapté de la norme CSA S6-14, Tableau 4.16).....	39
Tableau 3.5: Facteurs de modification proposés par l'AASHTO pour le vieillissement des isolateurs en élastomère (AASHTO, 2010).....	41
Tableau 3.6: Facteurs de modifications proposés par l'AASHTO pour le raidissement thermique des isolateurs en élastomère. (AASHTO, 2010) .....	41
Tableau 3.7: Facteurs de modifications proposés par l'AASHTO pour le « Scragging » des isolateurs en élastomère. (AASHTO, 2010).....	42
Tableau 3.8 : Écart de température maximal pour les ponts en béton (Roeder, 2002). .....	47
Tableau 3.9: Température de correction selon le type de tablier et de matériau $\Delta T_{mat}$ (CSA S6- 14).....	50
Tableau 4.1: Données générales de températures pour les 36 localités étudiées .....	54
Tableau 4.2: Fréquences correspondantes aux températures journalières minimales $T_{min}$ pour les 36 localités étudiées. ....	57
Tableau 4.3 : Exemple de probabilité combinée pour différentes températures et jours consécutifs à Baie-Comeau (QC) - Scénario 1.....	87
Tableau 4.4: Exemple de probabilité combinée pour différentes températures et jours consécutifs à Baie-Comeau (QC) - Scénario 2 .....	88

Tableau 4.5: Exemple de probabilité combinée pour différentes températures et jours consécutifs à Montréal (QC) - Scénario 1.....	89
Tableau 4.6: Exemple de probabilité combinée pour différentes températures et jours consécutifs à Montréal (QC) - Scénario 2.....	89
Tableau 4.7: Température minimale de service et température concomitante selon les données de la norme S6-14 et selon les données historiques d'Environnement Canada.....	95
Tableau 5.1: Probabilités combinées des événements sismiques et thermiques .....	137
Tableau 6.1: Températures journalières maximales, minimales et moyennes correspondant à des fréquences cumulées de 1% et 99% pour les 36 localités étudiées .....	153

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Effets de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération spectrale .....	4
Figure 2.2: Contreventement confiné (tiré de Filiatrault, 2013) .....	5
Figure 2.3: Connexions à trous ovalisés (tiré de Filiatrault, 2013) .....	6
Figure 2.4: Amortisseur visqueux installé sur un pont (tiré de Filiatrault, 2013) .....	7
Figure 2.5: Isolateur pendulaire à friction double en action (tiré de Fenz et Constantinou, 2008) .....	8
Figure 2.6: Isolateur en élastomère avec noyau de plomb (tiré de Filiatrault, 2013) .....	8
Figure 2.7: Comparaison du comportement d'un bloc d'élastomère sans et avec frettes d'acier, sous un chargement en compression et en cisaillement (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007) ..	9
Figure 2.8: Courbes des contraintes de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour différents élastomères (tiré de Yura et Al., 2001) .....	11
Figure 2.9 : Courbes force-déplacement pour un isolateur en élastomère à faible amortissement à différentes températures d'exposition. (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007) .....	12
Figure 2.10: Rapport de la rigidité à basse température sur la rigidité à température pièce en fonction du temps (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007) .....	14
Figure 2.11: Dimensions en mm des prototypes d'appareils testés par Yakut et Yura, 2002 (tiré de Yakut et Yura, 2002) .....	17
Figure 2.12: Évolution du ratio de raidissement thermique en fonction de la température et du nombre de jours consécutifs où l'élastomère est maintenu à cette température (tiré de Yakut et Yura, 2002) .....	18
Figure 2.13: Module de cisaillement en fonction de la température pour différents niveaux de déformation et pour des élastomères de différentes rigidités dénotés H (Hard), N (Normal) et SN (Soft-Normal) de deux manufacturiers différents. (tiré de Cadone, 2012) .....	19

Figure 2.14: Historique de température pour Anchorage et Minneapolis et comparaison des effets sur le raidissement thermique avec des expositions à des températures constantes. (Adapté de Yura et al., 2001).....	20
Figure 2.15: Raidissement thermique de quatre différents élastomères sous des expositions thermiques variables pour l'exemple d'Anchorage (Gauche) et Minneapolis (Droite), (tiré de Yura et al., 2001).....	21
Figure 2.16: Résistance ultime du plomb en tension en fonction de la température et de la vitesse de déformation (tiré de Kalpakidis, 2008) .....	23
Figure 2.17: Courbes contraintes - déformations du plomb pour différentes températures, à une vitesse de déformation de 0.25/seconde (tiré de Kalpakidis, 2008).....	23
Figure 2.18: Tendances des effets de la vitesse de déformation et de la température sur la résistance en tension du plomb (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007).....	24
Figure 2.19: Courbes d'hystérésis pour un isolateur de type LRB selon un essai en laboratoire et selon un modèle simplifié. (Adapté de Constantinou et Quarshie, 2007).....	26
Figure 2.20: Courbes de refroidissement d'un appareil d'appui en élastomère fretté de 228.6 x 711.2 mm (tiré de Yura et al., 2001) .....	29
Figure 2.21: Variations des températures lors du réchauffement d'un appareil d'appuis en élastomère fretté (tiré de Yura et al., 2001).....	29
Figure 2.22: Température et énergie dissipée par cycle pour un isolateur de type LRB (tiré de Kalpakidis, 2008) .....	31
Figure 2.23: Énergie dissipée par cycle dans un isolateur de type LRB lors d'un essai comportant une interruption des charges cycliques de 2 minutes (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007) .....	32
Figure 2.24: Température interne d'un isolateur de type LRB en fonction du nombre de cycles et de la distance horizontale relative au centre de l'isolateur (tiré de Kalpakidis, 2008) .....	33
Figure 2.25: Distribution verticale de la température au centre d'un 'isolateur (r = 0 mm) de type LRB de cycles en cycles (tiré de Kalpakidis, 2008) .....	33

Figure 3.1: Tests de déplacement sismique à (a) température pièce avec $d_s = 0.8d_t$ , (b) température pièce avec $d_s = d_t$ , et (c) à basse température avec $d_s = 0.8d_t$ , (Commentaire CSA-S6-14)...	43
Figure 3.2: Mécanismes de transfert de chaleur des tabliers de pont (tiré de Kappayil, 1996) .....	45
Figure 3.3: Température moyenne quotidienne maximale (tiré de la norme CSA S6-14) .....	48
Figure 3.4: Température quotidienne moyenne minimale (tiré de la norme CSA S6-14) .....	49
Figure 3.5: Température de correction pour la hauteur de poutre $\Delta Thpoutre$ (tiré de la norme CSA S6-14) .....	51
Figure 4.1: Exemples de variation des fréquences $F(T_i, J)$ , $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutifs $J$ sous une température $T_i$ pour les villes de Montreal, Saskatoon et Vancouver. ....	59
Figure 4.2: Fréquence $F(T_i, J)$ , $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutif $J$ sous les températures $T_i$ , pour plusieurs localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Baie-Comeau (QC) à Kamloops (BC) .....	61
Figure 4.3: Fréquence $F(T_i, J)$ , $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutif $J$ sous les températures $T_i$ , pour plusieurs localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Kapuskasing (ON) à Saskatoon (SK). ....	62
Figure 4.4: Fréquence $F(T_i, J)$ , $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutif $J$ sous les températures $T_i$ , pour plusieurs localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Sept-Îles (QC) à Winnipeg (MB). ....	63
Figure 4.5: Exemples de taux de décroissance du nombre de jours consécutifs $J$ sous des températures diminuant de $T_1$ à $T_6$ . ....	64
Figure 4.6: Exemples de variation du nombre de jours consécutifs $J$ sous des températures de $T_1$ à $T_6$ en fonction du nombre d'années incluses dans l'analyse, en considérant une fréquence de 1% .....	65
Figure 4.7: Raidissement thermique probable de deux isolateurs en caoutchouc naturel à différentes localités en considérant les données de températures analysées et les critères d'expositions recommandés par la norme CSA S6-14: (a) Caoutchouc naturel NR100, et (b) Caoutchouc naturel NR150 .....	66

Figure 4.8: Distribution géographique des stations météorologiques d'Environnement Canada dont l'historique d'enregistrement dépasse 25 ans et emplacement des 36 localités à l'étude. ...	69
Figure 4.9: Nombre de jours consécutifs sous (a) $-15^{\circ}\text{C}$ , (b) $-20^{\circ}\text{C}$ et (c) $-25^{\circ}\text{C}$ dans l'Est canadien pour des fréquences de 1%.....	71
Figure 4.10: Nombre de jours consécutifs sous (a) $-15^{\circ}\text{C}$ , (b) $-20^{\circ}\text{C}$ et (c) $-25^{\circ}\text{C}$ dans l'Est canadien pour des fréquences de 5%.....	72
Figure 4.11: Nombre de jours consécutifs sous (a) $-15^{\circ}\text{C}$ , (b) $-20^{\circ}\text{C}$ et (c) $-25^{\circ}\text{C}$ dans l'Ouest canadien pour des fréquences de 1%.....	73
Figure 4.12: Nombre de jours consécutifs sous (a) $-15^{\circ}\text{C}$ , (b) $-20^{\circ}\text{C}$ et (c) $-25^{\circ}\text{C}$ dans l'Ouest canadien pour des fréquences de 5%.....	74
Figure 4.13: Fréquence en fonction de la variation de température journalière pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Baie-Comeau (QC) à Kamloops (BC).....	76
Figure 4.14: Fréquence en fonction de la variation de température journalière pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Kapuskasing (ON) à Saskatoon (SK).....	77
Figure 4.15: Fréquence en fonction de la variation de température journalière pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Sept-Îles (QC) à Winnipeg (MB) ...	78
Figure 4.16 : Exemples d'historique de température horaire sur des périodes de 1 mois pour la ville de Montréal .....	80
Figure 4.17: Fréquence $F(T_i, J)$ , $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutifs $J$ sous les températures $T_i$ , pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Baie-Comeau (QC) à Kamloops (BC) .....	82
Figure 4.18: Fréquence $F(T_i, J)$ , $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutifs $J$ sous les températures $T_i$ , pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Kapuskasing (ON) à Saskatoon (SK).....	83



Figure 4.19: Fréquence $F(T_i, J)$ , $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutifs $J$ sous les températures $T_i$ , pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Sept-Îles (QC) à Winnipeg (MB) .....	84
Figure 4.20: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour les villes de Chicoutimi (QC), Montréal (QC), Ottawa (ON) et Wabush (NL). .....	92
Figure 4.21: Probabilité que la température moyenne journalière soit inférieure à la température concomitante pour les 36 localités analysées .....	97
Figure 4.22: Probabilité que la température moyenne journalière soit inférieure à la température concomitante pendant 14 jours consécutifs, pour les 36 localités analysées .....	98
Figure 5.1: Modèle simplifié utilisé pour l'analyse paramétrique (a) paramètres de la structure globale, (b) paramètres de l'isolateur .....	105
Figure 5.2: Augmentation des efforts dans la sous-structure du pont en fonction du raidissement thermique pour différents types de pont et différentes classes de sol pour la ville de Montréal .....	107
Figure 5.3: Pont isolé à Montréal sur sol classe C conçu pour $d_{max} = 30$ mm, $T_{Nisol} = 0.2$ s. (a) Variation de $S_a$ et $T_{eff}$ selon $R_T$ , (b) Augmentation de $F_{sub}$ , $\xi$ et $S_a$ en fonction de $R_T$ , (c) Variation des déplacements selon $R_T$ .....	109
Figure 5.4: Pont isolé à Montréal sur sol classe C conçu pour $d_{max} = 40$ mm, $T_{Nisol} = 0.2$ s. (a) Variation de $S_a$ et $T_{eff}$ selon $R_T$ , (b) Augmentation de $F_{sub}$ , $\xi$ et $S_a$ en fonction de $R_T$ , (c) Variation des déplacements selon $R_T$ .....	110
Figure 5.5: Pont isolé à Montréal sur sol classe C conçu pour $d_{max} = 40$ mm, $T_{Nisol} = 1.0$ s. (a) Variation de $S_a$ et $T_{eff}$ selon $R_T$ , (b) Augmentation de $F_{sub}$ , $\xi$ et $S_a$ en fonction de $R_T$ , (c) Variation des déplacements selon $R_T$ .....	111
Figure 5.6: Vue en profil du pont .....	114
Figure 5.7: Vue en coupe du tablier .....	114
Figure 5.8: Schématisation du modèle numérique sur Seismostruct .....	115
Figure 5.9: Pile du modèle D60 : (a) Vue en élévation, (b) Section de poteau de la pile .....	117

Figure 5.10: Spectres individuels des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont D60 .....	118
Figure 5.11: Spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont D60 et périodes d'un système élastique équivalent pour différentes valeurs de $R_T$ .....	118
Figure 5.12: Pile du modèle D60Y. (a) Vue en élévation (b) Section de poteau de la pile .....	119
Figure 5.13: Spectres individuels des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont D60Y .....	119
Figure 5.14: Spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont D60Y et périodes d'un système élastique équivalent pour différentes valeurs de $R_T$ .....	120
Figure 5.15: Pile du modèle T3. (a) Vue en élévation (b) Section d'un poteau de la pile .....	121
Figure 5.16: Spectres individuels des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont T3 .....	121
Figure 5.17: Spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont T3 et périodes d'un système élastique équivalent pour différentes valeurs de $R_T$ .....	122
Figure 5.18: Accélération et déplacements en fonction du temps à divers points de la structure selon l'accélérogramme 7E1_24 pour le pont D60.....	124
Figure 5.19: Accélération et déplacements en fonction du temps à divers points de la structure selon l'accélérogramme 7E1_24 pour le pont D60Y .....	125
Figure 5.20: Déplacements moyens du tablier, en tête de pile et dans l'isolateur en fonction du ratio de raidissement thermique $R_T$ pour les ponts (a) D60, (b) D60Y, (c) T3.....	127
Figure 5.21: Somme des forces dans les isolateurs de la structure en fonction du raidissement thermique.....	129
Figure 5.22: Force dans les isolateurs à la pile et aux culées en fonction du raidissement thermique .....	130
Figure 5.23: Déformation des isolateurs aux piles et aux culées en fonction du ratio de raidissement thermique $R_T$ pour les trois modèles de ponts considérés .....	131

Figure 5.24: Courbes d'hystérésis du pont D60Y pour des ratios de raidissement thermique $R_T = 1$ et $R_T = 2$ , pour (a) un isolateur situé à la pile, (b) un isolateur situé à la culée et (c) un élément à la base de la pile .....	132
Figure 5.25: Contraintes dans les aciers d'armature à l'encastrement des piles du pont D60Y ...	133
Figure 5.26: Variation des accélérations spectrales en fonction de la période de retour pour des sols de classe C .....	138
Figure 5.27: Variation du ratio de raidissement thermique en fonction de sa probabilité pour différentes localités et matériaux.....	139
Figure 5.28 : Diminution des efforts dans la sous-structure par rapport aux valeurs obtenues pour un séisme d'une probabilité de 2% en 50 ans à Montréal pour un sol de classe C et un raidissement thermique d'une probabilité de 5% pour différentes valeurs de $R_T$ pour Montréal .....	140
Figure 5.29: Diminution des efforts dans la sous-structure par rapport aux valeurs obtenues pour un séisme d'une probabilité de 2% en 50 ans à Chicoutimi pour un sol de classe C et un raidissement thermique d'une probabilité de 5% pour différentes valeurs de $R_T$ pour Chicoutimi.....	141
Figure 5.30: Variation des accélérations spectrales corrigées selon l'amortissement pour différentes combinaisons d'intensités sismiques et thermiques pour un pont à Montréal pour $T_{Nisol} = 0.4$ s et $d_{max} = 60$ mm .....	142
Figure 6.1: Exemples d'histogrammes de fréquence et de fréquences cumulées pour les températures journalières minimales, maximales et moyennes, pour les villes de Montréal, Saskatoon et Vancouver .....	148
Figure 6.2: Fréquences cumulées pour les températures journalières minimales, maximales et moyennes pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Baie-Comeau (QC) à Kamloops (BC) .....	150
Figure 6.3: Fréquences cumulées pour les températures journalières minimales, maximales et moyennes pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Kapuskasing (ON) à Saskatoon (SK).....	151

Figure 6.4: Fréquences cumulées pour les températures journalières minimales, maximales et moyennes pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Sept-Îles (QC) à Wabush (QC).....	152
Figure 6.5: Cartes des températures journalières moyennes correspondant à des fréquences cumulées $FC_{moy}$ de (a) 1%, (b) 5% et (c) 10% pour l'Est canadien.....	155
Figure 6.6: Cartes des températures journalières moyennes correspondant à des fréquences cumulées $FC_{moy}$ de (a) 99%, (b) 95% et (c) 90% pour l'Est canadien.....	156
Figure 6.7: Cartes des températures journalières moyennes correspondant à des fréquences cumulées $FC_{moy}$ de (a) 1%, (b) 5% et (c) 10% pour l'Ouest canadien.....	157
Figure 6.8: Cartes des températures journalières moyennes correspondant à des fréquences cumulées $FC_{moy}$ de (a) 99%, (b) 95% et (c) 90% pour l'Ouest canadien.....	158
Figure 6.9: Fréquence de la fraction de la radiation maximale observée en 2 ans.....	159
Figure 6.10: Fréquence cumulée de la fraction de la radiation maximale observée en 2 ans.....	160
Figure 6.11: Probabilité que la température moyenne journalière soit supérieure à la température ambiante concomitante.....	163
Figure 6.12: Déplacement sismique et thermique au joint de tablier en fonction de la longueur du tablier pour des structures de périodes de 1 seconde pour différentes villes, types de sol et période de retour.....	166
Figure 6.13: Déformations possibles des isolateurs à diverses étapes de la construction du tablier advenant une situation où les poutres sont à une haute température.....	168
Figure 6.14: Effets de la contraction thermique du tablier sur le comportement des isolateurs situés (a) aux culées et (b) à la pile.....	170
Figure A.1: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Baie-Comeau (QC) à Chicoutimi (QC).....	184
Figure A.2: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Edmonton (AB) à Fredericton (NB).....	185

Figure A.3: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Gaspé (QC) à Kamloops (BC) .....	186
Figure A.4: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Kapuskasing (ON) à Lethbridge (AB).....	187
Figure A.5: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Montréal (QC) à Prince George (BC).....	188
Figure A.6: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Prince Rupert (BC) à Saskatoon (SK) .....	189
Figure A.7: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Sept-Îles (QC) à Sudbury (ON) .....	190
Figure A.8: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Thunder Bay (ON) à Vancouver (BC).....	191
Figure A.9: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Victoria (BC) à Winnipeg (MB ).....	192
Figure B.1: Sommaire des accélérogrammes retenus pour les modèles D60 et D60Y.....	198
Figure B.2: Accélérogramme East7e1_2 .....	198
Figure B.3: Accélérogramme East7e1_7 .....	198
Figure B.4: Accélérogramme East7e1_11 .....	198
Figure B.5: Accélérogramme East7e1_12 .....	199
Figure B.6: Accélérogramme East7e1_24 .....	200

Figure B.7: Accélérogramme East7e1_25 .....	201
Figure B.8: Accélérogramme East7e1_26 .....	202
Figure B.9: Accélérogramme East7e2_2 .....	203
Figure B.10: Accélérogramme East7e2_6 .....	204
Figure B.11: Accélérogramme East7e2_27 .....	205
Figure B.12: Accélérogramme East7e2_44 .....	206
Figure B.13: Sommaire des accélérogrammes retenus pour le modèle T3 .....	208
Figure B.14: Accélérogramme East7e1_7 .....	209
Figure B.15: Accélérogramme East7e1_11 .....	210
Figure B.16: Accélérogramme East7e1_12 .....	211
Figure B.17: Accélérogramme East7e1_19 .....	212
Figure B.18: Accélérogramme East7e1_24 .....	213
Figure B.19: Accélérogramme East7e1_28 .....	214
Figure B.20: Accélérogramme East7e2_2 .....	215
Figure B.21: Accélérogramme East7e2_11 .....	216
Figure B.22: Accélérogramme East7e2_17 .....	217
Figure B.23: Accélérogramme East7e2_29 .....	218
Figure B.24: Accélérogramme East7e2_41 .....	219

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

La liste des sigles et abréviations présente, dans l'ordre alphabétique, les sigles et abréviations utilisés dans le mémoire ou la thèse ainsi que leur signification. En voici quelques exemples :

LRB	Lead rubber bearing
HDRB	High damping rubber bearing
$d$	Déplacement de la structure relativement au sol
$d_{isol}$	Déplacement au sommet de l'isolateur relativement à sa base
$d_s$	Déplacement sismique de conception
$d_{sub}$	Déplacement en tête de la sous-structure relativement au sol
$d_t$	Déplacement total de conception de l'isolateur
$d_y$	Déplacement de l'isolateur au début de la plastification de la cheville de plomb
$F_{sub}$	Force sismique transmise à la sous-structure
$G_{froid}$	Module de cisaillement de l'élastomère à basse température
$G_{pièce}$	Module de cisaillement de l'élastomère à température pièce
$K_d$	Rigidité post-élastique de l'isolateur
$K_{d\_froid}$	Rigidité post-élastique de l'isolateur à basse température
$K_{d\_pièce}$	Rigidité post-élastique de l'isolateur à température pièce
$k_{eff}$	Rigidité effective de la structure isolée
$k_{isol}$	Rigidité effective de l'isolateur
$k_{sub}$	rigidité de la sous-structure
$Q_d$	Force caractéristique de l'isolateur
$R_T$	Ratio de raidissement thermique de l'élastomère
$S_a$	Accélération spectrale
$T$	Période

$T_{Nisol}$	Période de la structure non-isolée
$W$	Poids sismique du tablier
$\xi$	Amortissement



**LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE A – RATIO DE RAIDISSEMENT THERMIQUE EN FONCTION DES FRÉQUENCES D'OCCURRENCE COMBINÉES.....	183
ANNEXE B – MÉTHODE DE SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES POUR LES ANALYSES TEMPORELLES.....	193

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte de l'étude et problématique

Les ponts sont parmi les ouvrages de génie civil les plus exposés au froid. Lors de la conception de ponts conventionnels, les effets des basses températures se limitent essentiellement aux tabliers (contraction et dilatation thermique). L'apparition de ponts isolés sismiquement, particulièrement dans les régions froides comme au Canada, requiert de nouveaux critères de conception et d'évaluation. En effet, lorsqu'exposés au froid, les isolateurs sismiques, notamment ceux en élastomère, peuvent se rigidifier, augmentant ainsi les efforts transmis à la sous-structure lors des séismes. La contraction et la dilatation thermiques peuvent aussi augmenter les efforts transmis à la sous-structure, en plus d'altérer le comportement des isolateurs en service.

Au Canada, le froid combiné aux séismes est un phénomène plutôt propre à l'est. Peu de travaux de recherche ont été réalisés à ce sujet. Bien que la problématique ait été relevée par plusieurs auteurs en Amérique du Nord (Yura et al., 2001; Paradis, 2014), l'intensité des expositions au froid à considérer pour prédire le comportement des isolateurs sismiques en élastomère lors d'un séisme n'a pas été étudiée sur une base probabiliste. De plus, très peu d'études ont été réalisées sur les effets de la contraction thermique des tabliers par temps froids en concomitance avec un événement sismique. Aussi, les répercussions du raidissement thermique des élastomères et de la contraction thermique du tablier sur la structure n'ont pas été étudiées en profondeur à ce jour. Devant toutes ces incertitudes, il est difficile, d'une part, d'estimer le raidissement des isolateurs et la contraction ou la dilatation thermique probable en un lieu donné, et d'autre part de juger de la gravité de ces phénomènes.

### 1.2 Objectifs de l'étude

Pour être en mesure de concevoir des ponts isolés sismiquement en région froide de façon sécuritaire tout en réalisant un dimensionnement efficace et économique, il est primordial de bien connaître les intensités des expositions aux basses températures à considérer en concomitance avec un événement sismique. Il est également nécessaire d'avoir un excellent niveau de compréhension des effets du froid sur le comportement structural et la performance de ponts isolés sismiquement,

afin d'optimiser leur conception. Les objectifs globaux de ce projet sont de procurer aux ingénieurs de la pratique les expositions aux basses températures à considérer pour la conception de ponts isolés sismiquement avec des appareils en élastomère, et de développer les connaissances sur le comportement de tels ponts lorsqu'exposés au froid.

Les objectifs spécifiques du projet sont les suivants :

1. Quantifier sur une base probabiliste les expositions aux basses températures à considérer en concomitance avec un séisme pour évaluer le raidissement thermique des isolateurs sismiques en élastomère au Canada.
2. Quantifier sur une base probabiliste les expositions aux basses températures à considérer en concomitance avec un séisme pour évaluer la contraction thermique des tabliers de ponts au Canada.
3. Évaluer les effets du raidissement thermique des isolateurs en élastomère sur les ponts et étudier les effets des non-linéarités de telles structures dans ce contexte.
4. Évaluer les effets de la contraction thermique des tabliers sur le comportement de ponts isolés sismiquement.
5. Discuter des exigences prescrites par le Code canadien sur le calcul des ponts routiers pour l'évaluation des effets des basses températures sur les ponts isolés sismiquement, sur la base des résultats des analyses climatologiques et structurales réalisées.

### **1.3 Méthodologie**

Les mécanismes par lesquels les expositions aux basses températures affectent le comportement des isolateurs sismiques en élastomère et la contraction thermique des tabliers sont examinés dans la littérature afin d'évaluer la meilleure façon de quantifier les expositions au froid des ponts isolés sismiquement.

Une vaste étude des données météorologiques d'Environnement Canada est ensuite réalisée afin de quantifier les expositions au froid des ponts au Canada en fonction de leur probabilité d'occurrence. Pour ce faire, chacune des stations météorologiques de l'inventaire d'Environnement Canada est étudiée. Dans les cas de raidissement thermique des isolateurs en élastomère et de contraction thermique des tabliers, des résultats détaillés sont fournis pour 36 localités d'intérêt; ils

sont également présentés sous forme de carte afin de donner une représentation plus globale du territoire pour certaines probabilités d'occurrence.

Une fois les expositions aux basses températures quantifiées, les effets de telles expositions sur les ponts isolés sismiquement sont évalués à partir de diverses analyses dynamiques numériques. Les effets du raidissement thermique des élastomères et de la contraction thermique des tabliers sont analysés séparément. Dans le cas de l'évaluation des effets du raidissement thermique des isolateurs sur la structure, des analyses paramétriques sont réalisées afin de juger de la gravité de ces phénomènes pour une large sélection de ponts. Des analyses temporelles non linéaires sont également réalisées sur trois modèles de ponts afin d'évaluer les effets des non-linéarités lorsqu'il y a raidissement thermique des isolateurs.

## **1.4 Organisation du mémoire**

Le travail est divisé en huit chapitres. Le chapitre 2 passe en revue la littérature consacrée aux isolateurs sismiques en élastomère et aux matériaux qui les composent. Le chapitre 3 fait état de la pratique canadienne en matière d'isolation sismique et d'évaluation de la dilatation et de la contraction thermique des tabliers de ponts. Le chapitre 4 étudie le potentiel de raidissement thermique des isolateurs élastomériques au Canada sur une base probabiliste. Le chapitre 5 analyse les effets du raidissement thermique des isolateurs en élastomère sur les ponts isolés sismiquement. Le chapitre 6 examine le potentiel de contraction et de dilatation thermiques des tabliers de ponts au Canada sur une base probabiliste. Il évalue également les effets de la contraction et de la dilatation thermique des tabliers de ponts isolés sur leur comportement sismique. Le chapitre 7 établit une synthèse des observations des chapitres 4 à 6 et formule des recommandations pour la conception de ponts isolés sismiquement à l'aide d'isolateurs en élastomère. Enfin, le chapitre 8 présente la conclusion de la recherche. L'annexe A donne les courbes des ratios de raidissement thermique en fonction des fréquences d'occurrence combinées. Les accélérogrammes ainsi que les spectres d'accélération des sollicitations sismiques utilisées sont présentés à l'annexe B.

## CHAPITRE 2 REVUE DU COMPORTEMENT DES ISOLATEURS SISMIQUES EN ÉLASTOMÈRE AVEC NOYAU DE PLOMB

Ce chapitre propose une revue de la littérature sur l'isolation sismique, en mettant l'emphase sur les isolateurs en élastomère avec noyau de plomb. Les principes de l'isolation sismique de même que les principaux types d'isolateurs sont d'abord présentés. Les isolateurs en élastomère avec noyau de plomb (LRB) sont ensuite vus plus en profondeur en détaillant le comportement de chacun des matériaux les composants sous différentes formes de sollicitations, notamment les sollicitations thermiques. Finalement le comportement global de ce type d'isolateur est vu en plus de présenter des méthodes d'approximation des propriétés mécaniques des LRB en faisant le lien avec les propriétés des matériaux précédemment détaillées.

### 2.1 Principes de l'isolation sismique

L'isolation sismique consiste en l'isolation d'une structure de sa source d'excitation, en l'occurrence, les sollicitations sismiques provenant du sol. Pour ce faire, un maillon de faible rigidité latérale est introduit entre la structure et le sol de manière à les désolidariser. Pour que l'isolation soit efficace, la rigidité latérale de l'isolateur doit être beaucoup plus faible que celle de la structure, de sorte qu'il y ait un allongement de la période du système, d'où une diminution des efforts sismiques, comme le montre la Figure 2.1.

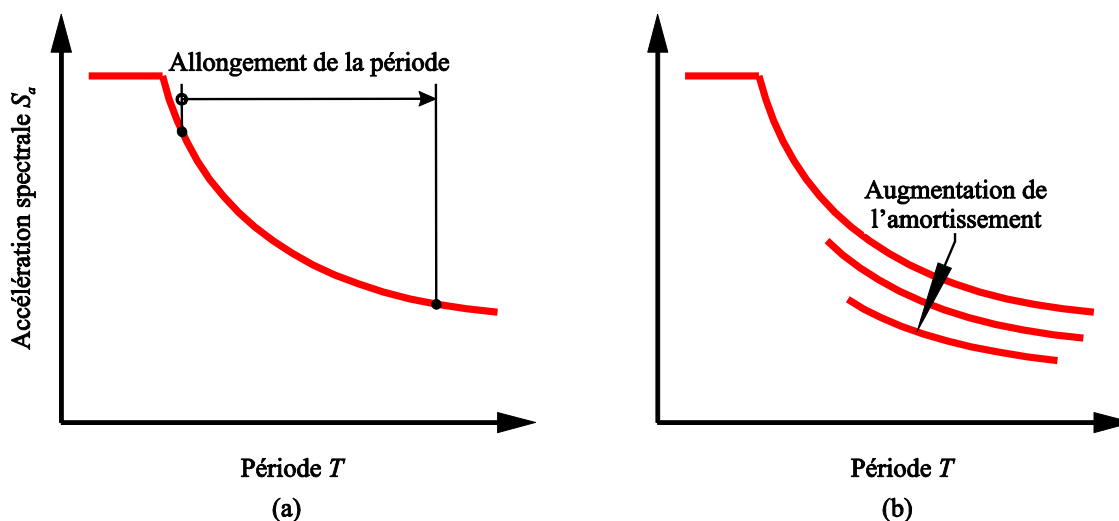


Figure 2.1: Effets de l'allongement de la période et de l'amortissement sur l'accélération spectrale

Bien que cette flexibilité réduise les efforts transmis à la structure, elle entraîne toutefois de plus grands déplacements latéraux qui engendrent certaines complexités, notamment en ce qui concerne la stabilité de la structure. En effet, les isolateurs ayant comme principale fonction de supporter l'ouvrage, ces derniers doivent être capable de soutenir les mouvements transversaux imposés tout en maintenant la capacité de soutenir les charges gravitaires de la superstructure. De plus, la rigidité latérale doit être suffisamment élevée pour répondre aux critères de service et pour que les déplacements admissibles en séisme soient respectés.

Pour limiter ces déplacements tout en permettant une faible rigidité latérale, un dispositif d'amortissement est souvent couplé à l'isolateur, de manière à dissiper l'énergie lors de mouvements et ainsi réduire la réponse sismique. Ces amortisseurs sont regroupés en trois grandes catégories, soit les amortisseurs métalliques, à friction et visqueux.

### Amortisseurs métalliques

Utilise la nature hystérétique des métaux lorsque ceux-ci sont dans le domaine post-élastique pour dissiper de l'énergie. Parmi ces dispositifs, on retrouve les chevilles de plomb et les contreventements confinés.

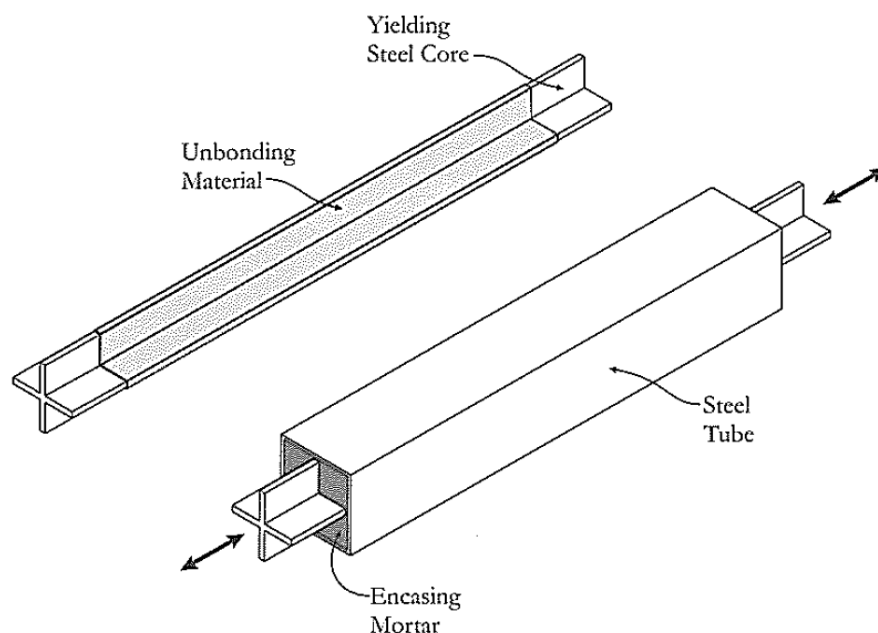


Figure 2.2: Contreventement confiné (tiré de Filiatrault, 2013)

### Amortisseurs à friction

Dissipe l'énergie en utilisant la friction entre les pièces de l'amortisseur. Cette catégorie d'amortisseurs regroupe entre autres les appareils pendulaires à friction et les connexions à trous ovalisés, en anglais « slotted-bolted connections ».

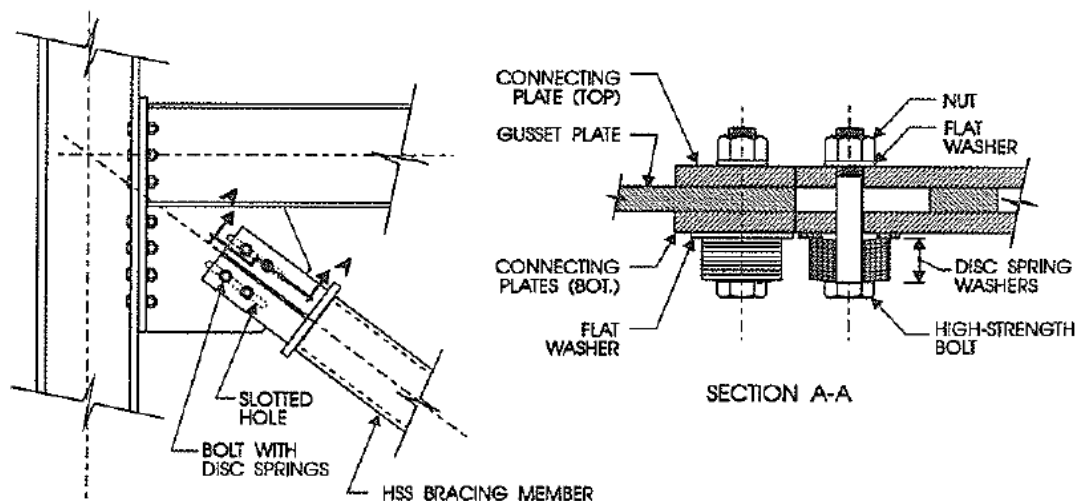


Figure 2.3: Connexions à trous ovalisés (tiré de Filiatrault, 2013)

### Amortisseur visqueux

Contrairement aux amortisseurs métalliques et à friction, ce type d'amortisseur n'est pas activé par le mouvement, mais plutôt par la vitesse. Les forces engendrées par ce dispositif sont maximales quand la vitesse est maximale. Elles sont donc déphasées avec les forces maximales exercées sur la structure lorsque les déplacements sont maximaux, ce qui est un grand avantage de ce système.



Figure 2.4: Amortisseur visqueux installé sur un pont (tiré de Filiatrault, 2013)

L'utilisation d'isolateurs sismiques munis de dispositifs d'amortissement représente donc un compromis entre la réduction des forces et l'augmentation des déplacements.

Les isolateurs les plus communément utilisés dans le cas des ponts sont les appareils pendulaires à friction et les appareils en élastomère lamellé.

#### Isolateur pendulaire à friction

Les isolateurs pendulaires à friction consistent en un curseur articulé glissant sur une surface concave. Le frottement du curseur sur le plan incliné procure à la fois la rigidité transversale de l'isolateur, mais aussi un amortissement à friction. De plus, la forme concave de la surface combinée aux forces gravitaires procure la force de redressement nécessaire pour recentrer la structure au-dessus de ses appuis après un séisme.



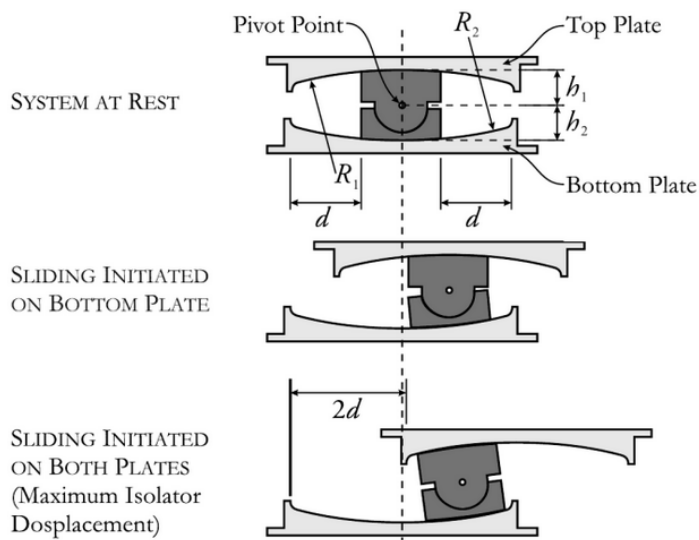


Figure 2.5: Isolateur pendulaire à friction double en action (tiré de Fenz et Constantinou, 2008)

### Isolateur en élastomère fretté

Les isolateurs en élastomère lamellé sont faits de minces couches d'élastomère et d'acier superposées de la même manière que les appareils d'appuis conventionnels en élastomère frettés. Contrairement aux appuis conventionnels, les isolateurs ont non seulement une épaisseur plus grande, mais sont aussi vulcanisés entre deux plaques d'acier ayant pour fonction d'ancrer l'isolateur à la superstructure et à la sous-structure, en procédant par boulonnage ou goujonnage.

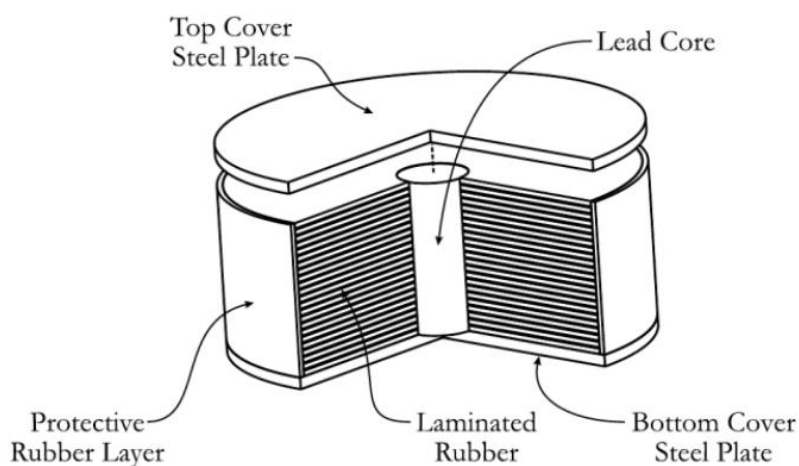


Figure 2.6: Isolateur en élastomère avec noyau de plomb (tiré de Filiatrault, 2013)

Les élastomères sont utilisés dans ce type d'appareils en raison de leur faible rigidité et leur grande capacité à se déformer. En alternant les couches d'acier et d'élastomère, la résistance axiale est augmentée en diminuant les épaisseurs individuelles des couches d'élastomère. Les plaques d'acier fournissent alors un confinement et réduisent les déformations de renflement (*bulging*), comme le montre la Figure 2.7, où l'on compare le comportement avec et sans plaque d'acier. Ce type d'isolateur peut ainsi reprendre une grande charge gravitaire tout en ne procurant qu'une fraction de la rigidité latérale de la superstructure.

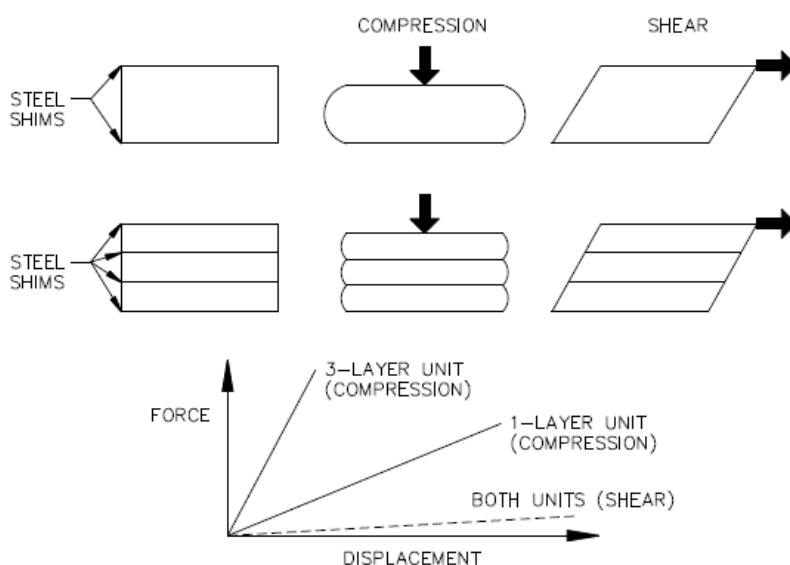


Figure 2.7: Comparaison du comportement d'un bloc d'élastomère sans et avec frettes d'acier, sous un chargement en compression et en cisaillement (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007)

Un désavantage des isolateurs en élastomère fretté est le faible amortissement procuré par les caoutchoucs et les néoprènes. Pour y remédier, de nouveaux types de caoutchouc à amortissement élevé sont disponibles. Toutefois, ces caoutchoucs sont plus sensibles aux effets thermiques, cycliques et de vieillissement, de sorte qu'ils sont peu utilisés à ce jour. Ainsi, des isolateurs faits d'élastomère à faible amortissement sont plutôt couplés avec un autre dispositif d'amortissement, tel que l'ajout d'amortisseurs visqueux fixés entre la superstructure et les culées. La méthode la plus commune est toutefois l'ajout d'une ou plusieurs chevilles de plomb dans l'isolateur. Ces derniers se plastifient au gré des déformations de l'isolateur et procurent ainsi un amortissement de type métallique.

Comme ce type d'isolateur est le plus répandu dans le domaine de l'isolation sismique des ponts, ce rapport se concentre uniquement sur ce type de dispositif.

## **2.2 Propriétés des élastomères**

Les élastomères sont des matériaux connus pour leur capacité à soutenir de grandes déformations tout en restant élastiques. Ils sont obtenus par un processus de vulcanisation qui engendre la conversion de l'élastomère d'une phase plastique à une phase élastique. Ce changement de phase est le produit d'une réaction chimique qui s'accomplit dans le temps, appelée vulcanisation, et à une grande incidence sur diverses propriétés de l'élastomère ainsi créé. (Hills, 1971)

Les élastomères se regroupent essentiellement dans deux grandes catégories, soit les polyisoprènes et les polychloroprènes, communément appelés caoutchouc naturel et néoprène dans le domaine du génie civil. Bien qu'étant tous de la même famille, ces matériaux ont toutefois des comportements variables qui ont une incidence considérable sur la performance des isolateurs sismiques. Comme il est discuté dans cette section, le caoutchouc naturel est un matériel plus adapté à l'isolation sismique ainsi l'emphase est mise sur ce dernier.

### **2.2.1 Propriétés mécaniques des élastomères**

Les élastomères sont caractérisés par un faible module de cisaillement, un faible module d'élasticité, une quasi-incompressibilité et de grandes déformations à la rupture. Le matériau est viscoélastique non-linéaire lors de faibles déformations et hystérétique non linéaire lors de fortes déformations. Lorsqu'il est chargé dans une direction unique, tel qu'un chargement de traction uniaxial ou encore de cisaillement pur, les élastomères présentent une contrainte d'élasticité initialement élevée qui diminue ensuite puis redevient très élevée, comme le montre la Figure 2.8.

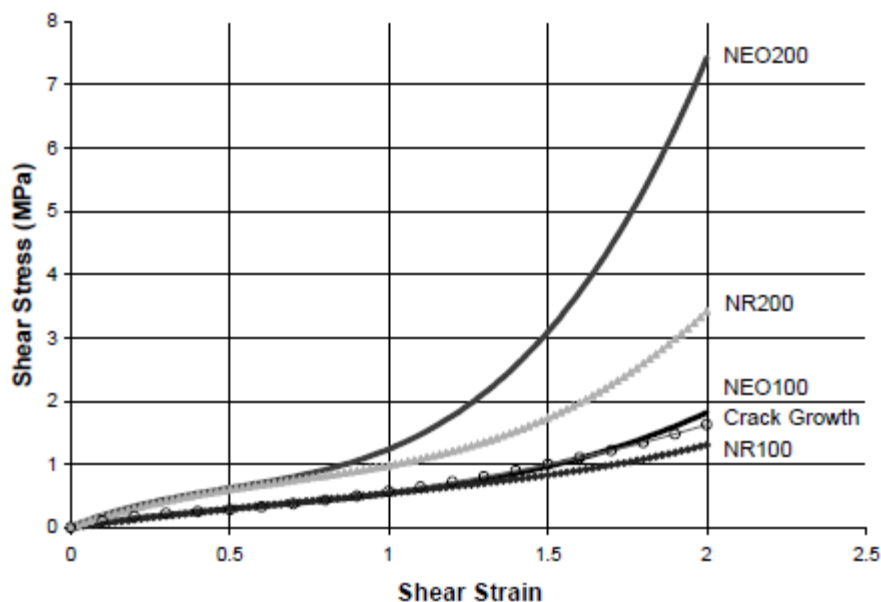


Figure 2.8: Courbes des contraintes de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour différents élastomères (tiré de Yura et Al., 2001)

Parmi les isoprènes, on distingue deux types de matériaux se différenciant par leur comportement hystérétique, soit les caoutchoucs à faible amortissement (moins de 5%) et les caoutchoucs à amortissement élevé (10% et plus). Constantinou et Quarshie (2007) ont réalisé plusieurs essais expérimentaux sur ces deux types de caoutchouc afin d'évaluer la dépendance de leurs propriétés mécaniques relativement à la température, au nombre de cycles et aux fréquences de chargement. Leurs essais concluent que :

#### Élastomères à faible amortissement

- 1) La rigidité et l'amortissement augmentent considérablement lorsque l'isolateur est exposé à de basses températures, comme le montre la Figure 2.9. Pour ce qui est des hautes températures, la rigidité et l'amortissement diminuent de façon négligeable.
- 2) Le nombre de cycles de chargement n'a pas d'impact sur les élastomères à faible amortissement. Seul un léger effet est observable lorsque le matériau est à basse température, où on note alors une augmentation de la température interne d'environ 1°C par cycle, due à l'amortissement.

- 3) Il n'y a pas détérioration de la résistance du matériau lors des premiers cycles de chargement.
- 4) La fréquence de chargement n'a pas d'effets sur les propriétés mécaniques du matériau.

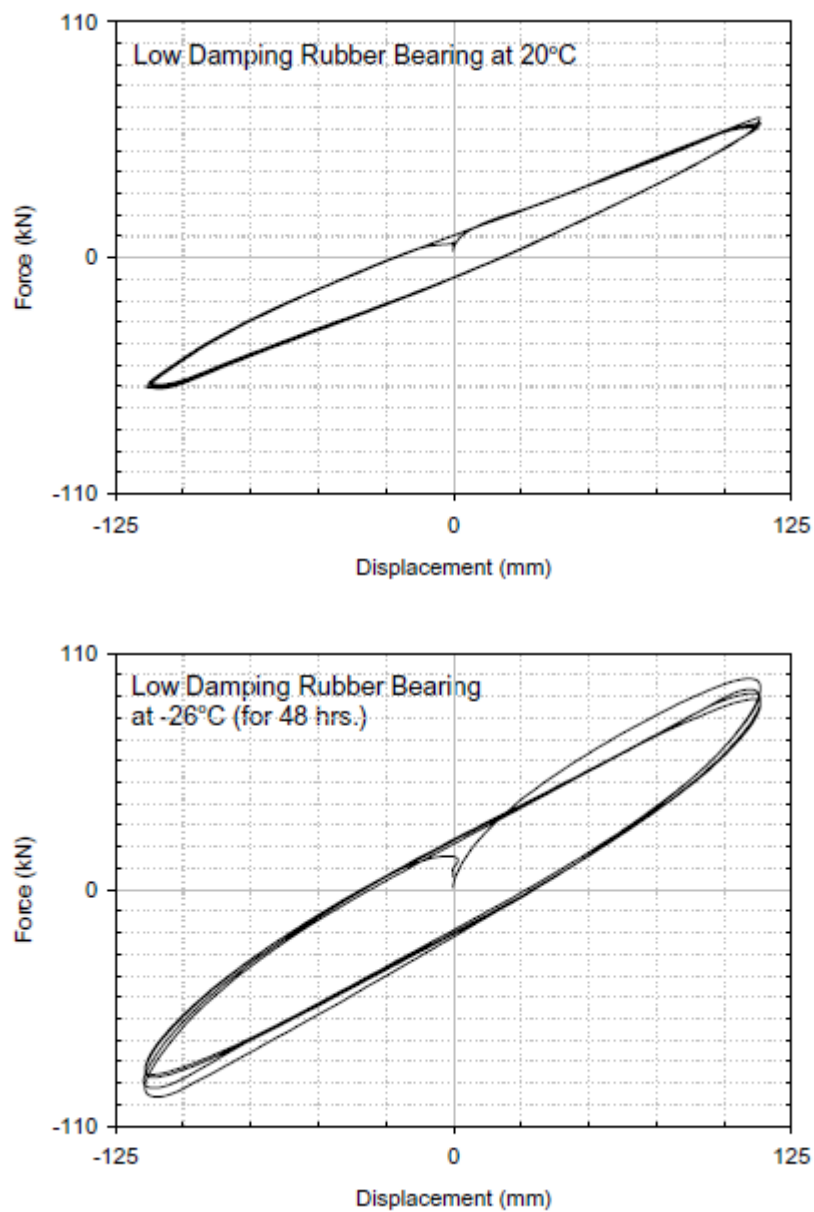


Figure 2.9 : Courbes force-déplacement pour un isolateur en élastomère à faible amortissement à différentes températures d'exposition. (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007)

### Élastomères à amortissement élevé

- 1) L'augmentation de la fréquence de chargement induit une légère augmentation de la rigidité et de l'amortissement.
- 2) La rigidité initiale des appareils d'appuis en élastomère à amortissement élevé est souvent considérée comme étant trop faible pour les applications de pont.

#### **2.2.2 « Scragging »**

Certains types d'élastomères montrent une résistance caractéristique et une rigidité supérieure lorsque testés pour la première fois, après quoi des valeurs plus petites, mais qui tendent à se stabiliser sont observées. Ces effets sont toutefois réversibles dans le temps, ainsi, le matériau peut retrouver ses propriétés initiales s'il est laissé au repos pour une période de temps suffisante. Les termes « Unscragged » et « Scragged » sont utilisés pour définir les états avant et après ces altérations des propriétés mécaniques.

Le module de cisaillement du troisième cycle à 100% de déformation est généralement utilisé par les fabricants pour caractériser la rigidité latérale de leurs produits. (Constantinou et Quarshie, 2007)

#### **2.2.3 Vieillissement**

Le vieillissement conduit à une modification des propriétés mécaniques dans le temps. Il consiste en un raidissement du matériau en raison du processus de vulcanisation qui se poursuit et de l'exposition à l'oxygène et à l'ozone. L'intensité de ce phénomène dépend de plusieurs facteurs, notamment du niveau de complétion de la vulcanisation et de la température. (Morgan et al., 2001).

Bien que des essais existent pour tester le vieillissement des élastomères en accéléré, la validité de ces tests reste discutable, car ces derniers ne tiennent pas compte des charges auxquelles sont exposés les appuis de pont au cours de leur service. De plus, les relations entre les essais accélérés sur de petits spécimens et la performance à long terme in situ des appareils d'appuis en élastomère de taille réel restent encore méconnues.

Toutefois, des essais réalisés sur des appareils d'appuis conventionnels en caoutchouc naturel prélevés sur des structures après des périodes de service de 20 ans ont permis de conclure qu'après de telles expositions, les appuis respectent toujours les normes. Pour ce qui est des élastomères à amortissement élevé, de tels essais sont toutefois inexistant.

## 2.2.4 Effets thermiques

Lorsque soumis à de basses températures, les élastomères subissent un raidissement thermique. Tel que montré à la Figure 2.10, ce raidissement s'effectue sur deux phases. La première phase consiste en un raidissement thermique instantané et la seconde, un raidissement thermique graduel dans le temps appelé cristallisation. En plus de ces phénomènes, lorsque la température s'abaisse sous une certaine valeur critique, les élastomères peuvent également se vitrifier comme il sera discuté plus loin.

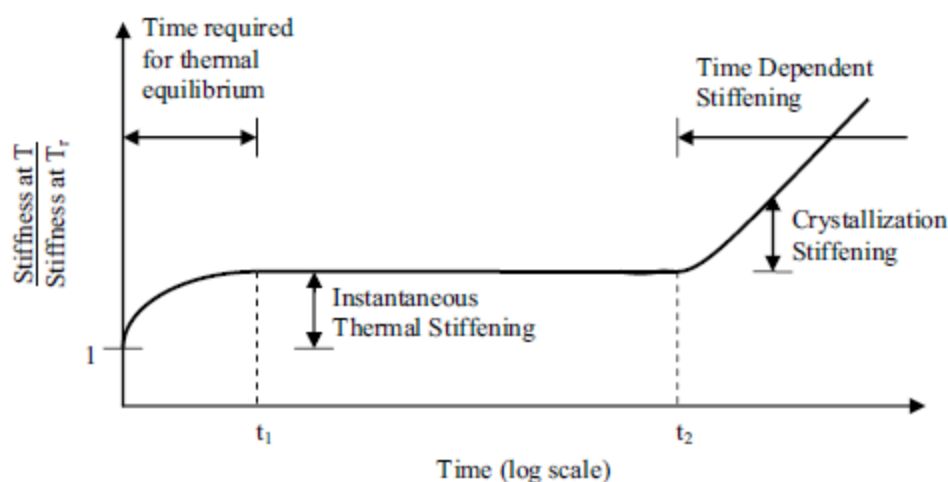


Figure 2.10: Rapport de la rigidité à basse température sur la rigidité à température pièce en fonction du temps (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007)

Malgré le fait que ces phénomènes contrôlent la conception de structures isolées sismiquement dans les régions froides comme le Québec et le Canada, les manufacturiers sont peu enclins à divulguer les résultats de leurs essais au grand public. Dans ce contexte, une bonne compréhension des phénomènes reliant les effets thermiques au comportement mécanique des isolateurs est de mise. La présente section fait une revue de ces phénomènes.

### 2.2.4.1 Raidissement thermique instantané

Le raidissement thermique instantané se produit au cours du refroidissement de l'élastomère, jusqu'à l'atteinte d'une température d'équilibre. Le temps nécessaire pour atteindre cet équilibre dépend des dimensions de l'isolateur et sera discuté plus en détail à la section 2.4.2. Toutefois, à

titre indicatif, pour des isolateurs de grande taille, la durée requise pour atteindre un équilibre thermique est de l'ordre de 12 à 24 heures, selon Roeder et al. (1987).

L'intensité du raidissement thermique instantané est grandement affectée par la nature de l'élastomère et l'intensité de l'exposition au froid. Les néoprènes sont particulièrement connus pour être plus instables face aux effets thermiques. De plus, bien que ce ne soit pas une règle universelle, généralement plus un élastomère a un module d'élasticité élevé, plus il est sensible aux effets thermiques. À titre indicatif, le raidissement thermique instantané peut entraîner une augmentation de la rigidité en cisaillement de 10% à plus de 100% relativement aux rigidités mesurées à 20°C, selon la température d'exposition et la nature de l'élastomère (Yakut et Yura, 2002).

Pour ce qui est des hautes températures, c'est plutôt une diminution de la rigidité qui est observée, mais contrairement au froid, ces effets sont négligeables. En effet, à 40°C la rigidité en cisaillement des élastomères diminue à environ 90% de celle observée à 20°C (Constantinou et Quarshie, 2007).

#### **2.2.4.2 Cristallisation**

Le raidissement thermique par cristallisation s'amorce quelques heures après l'atteinte de l'équilibre thermique et consiste en un raidissement s'effectuant dans le temps produit par une réorganisation de la structure moléculaire de l'élastomère. Ce phénomène est toutefois réversible lorsque la température est augmentée.

Malgré l'importance de ce phénomène, la cristallisation reste un élément qui est mal couvert par la littérature dans le domaine de l'isolation sismique. En effet, les résultats d'essais disponibles sont souvent donnés pour des températures et des périodes d'exposition bien précises, comme le montre le Tableau 2.1. Il est donc difficile d'évaluer les fluctuations du comportement d'un isolateur de jour en jour.



Tableau 2.1: Exemple de données retrouvées dans la littérature (tiré de Roeder et Stanton, 1990)

Elastomer compound (1)	Elastomer type (2)	Measured hardness Shore A Duro (3)	Elongation at break (%) (4)	Tensile strength (MPa) (5)	Shear modulus at room temperature $G_0$ (MPa) (6)	Normalized Low Temperature Stiffness Data			
						Temperature (°C) (7)	After 24 hr $G/G_0$ (8)	Total time (days) (9)	Final $G/G_0$ (10)
CR50	Polychloroprene	51	647	19.93	0.7931	-10	1.6	12	8.3
CR50	Polychloroprene	51	647	19.93	0.7931	-30	2.3	15	15.5
CR50	Polychloroprene	51	647	19.93	0.7931	-50	74	—	—
NR50	Isoprene	54	656	20.95	1.06897	-10	1.2	4.6	1.2
NR50	Isoprene	54	656	20.95	1.06897	-30	1.3	7	1.3
NR50	Isoprene	54	656	20.95	1.06897	-50	1.9	2	1.9
CR55	Polychloroprene	53	591	19.15	0.96552	-10	1.6	13	7.1
CR55	Polychloroprene	53	591	19.15	0.96552	-30	2	16	12
CR55	Polychloroprene	53	591	19.15	0.96552	-50	19	4	60
NR55	Isoprene	59	602	19.76	1.06897	-10	1.2	7	1.4
NR55	Isoprene	59	602	19.76	1.06897	-30	1.6	22	8.8
NR55	Isoprene	59	602	19.76	1.06897	-50	1.8	6	2.8
CR60	Polychloroprene	58	486	18.48	1.03448	-10	2.3	6	6.7
CR60	Polychloroprene	58	486	18.48	1.03448	-30	2.6	13	16
CR60	Polychloroprene	58	486	18.48	1.03448	-50	54	0.8	54
NR60	Isoprene	63	517	19.74	1.27586	-10	1.4	4.8	1.5
NR60	Isoprene	63	517	19.74	1.27586	-30	1.7	16	9.9
NR60	Isoprene	63	517	19.74	1.27586	-50	2.4	2	2.5
CR65	Polychloroprene	64	575	19.32	1.27586	-10	1.6	13	4.7
CR65	Polychloroprene	64	575	19.32	1.27586	-30	1.9	16	12
CR65	Polychloroprene	64	575	19.32	1.27586	-50	18.4	2.8	45
C1	Polychloroprene	62	480	20	1.24138	-10	1.3	6	1.4
C1	Polychloroprene	62	480	20	1.24138	-30	1.7	14	1.7
C1	Polychloroprene	62	480	20	1.24138	-50	36	—	—
C2	Polychloroprene	62	378	13.82	1.2069	-10	1.3	7	1.8
C2	Polychloroprene	62	378	13.82	1.2069	-30	2.3	15	2.3
C2	Polychloroprene	62	378	13.82	1.2069	-50	18	—	—
C3	Polychloroprene	62	352	12.64	1.10345	-10	1.2	10	1.3
C3	Polychloroprene	62	352	12.64	1.10345	-30	1.4	14	3.1
C3	Polychloroprene	62	352	12.64	1.10345	-50	—	—	—

Roeder et al. (1987) ont proposé un modèle prédisant le raidissement instantané et le raidissement par cristallisation. Ce modèle nécessite cependant des informations requérant des essais expérimentaux, tels que la température à laquelle le module d'élasticité de l'élastomère est de 69 MPa. Ce type de modèle n'est donc pas utile pour un concepteur ne disposant que de certaines propriétés mécaniques fournies par le fabricant. De plus, le modèle étant de nature empirique et basé sur une quantité limitée de matériaux, la nature variable des élastomères fait donc en sorte que ce modèle n'est pas applicable de façon universelle.

Yakut et Yura (2002) de même que Roeder et Stanton (1990) ont toutefois réalisé des études détaillant l'évolution de la rigidité en fonction de la température, mais aussi en fonction du nombre de jours consécutif maintenu à cette température. Ces essais montrent avec précision l'évolution de la cristallisation.

Dans le cas de Yakut et Yura (2002), les essais ont été réalisés sur quatre matériaux différents dénotés NEO150, NEO100, NR150, NR100, tel que montré à la Figure 2.12. Les lettres NEO et NR indiquent qu'il s'agit respectivement d'un néoprène ou d'un caoutchouc naturel, et les nombres 100 et 150 désignent le module de cisaillement en psi. Les prototypes testés sont de forme rectangulaire et constitués de 3 couches d'élastomère séparées par deux frettes d'acier vulcanisées telles qu'illustrées à la Figure 2.11. Les essais ont été réalisés à l'intérieur d'une chambre froide de manière à toujours maintenir les spécimens à une basse température. Les spécimens ont été exposés à des températures de  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $-20^{\circ}\text{C}$  et  $-30^{\circ}\text{C}$  pendant plusieurs jours consécutifs. Une charge axiale représentative des charges gravitaires du tablier a été maintenue pendant toute la durée des essais. La rigidité en cisaillement de chaque spécimen a été mesurée tous les jours pour des déformations de 12.5%, 25% et 30%. Il est à noter que le ratio de raidissement thermique  $G_{\text{froid}}/G_{\text{pièce}}$  s'est avéré insensible au niveau de déformation en cisaillement.

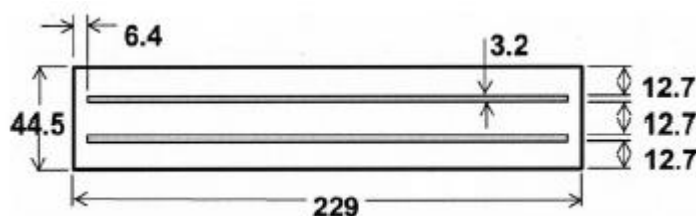


Figure 2.11: Dimensions en mm des prototypes d'appareils testés par Yakut et Yura, 2002 (tiré de Yakut et Yura, 2002)

Les résultats de ces essais montrent que :

1. Les néoprènes sont beaucoup plus sensibles à la cristallisation, où la rigidité effective peut être décuplée en une période de moins de 10 jours, comme le montrent les résultats pour le matériau NEO150.
2. En général, plus le module de cisaillement est élevé, plus la cristallisation est importante.
3. La cristallisation est plus forte pour des températures plus froides
4. Dans le cas des caoutchoucs naturels testés dans cette étude, une température de  $-10^{\circ}\text{C}$  n'est pas suffisamment froide pour créer de raidissement substantiel par cristallisation.

5. Lorsqu'il y a cristallisation, cette dernière est plutôt linéaire dans le temps et ne présente aucun signe de plafonnement pour les périodes d'exposition considérées par les auteurs.

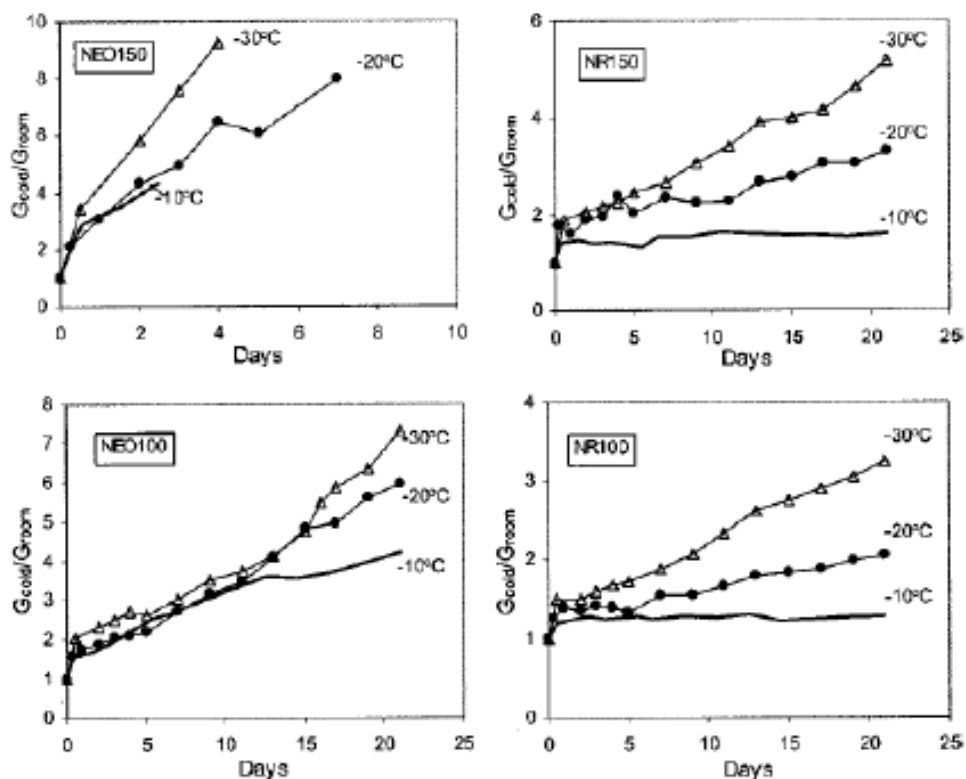


Figure 2.12: Évolution du ratio de raidissement thermique en fonction de la température et du nombre de jours consécutifs où l'élastomère est maintenu à cette température (tiré de Yakut et Yura, 2002)

Les auteurs précisent également que le raidissement thermique est insensible au niveau de déformation en cisaillement. Les essais menés par Cadone (2012) montrent avec plus de détails l'effet du niveau de déformation et semblent en accord avec les conclusions de Yakut et Yura (2002), tel que montré à la Figure 2.13. Certaines différences sont toutefois observables dans le cas des élastomères de grande rigidité i.e. « Hard », dénotés H1 et H2.

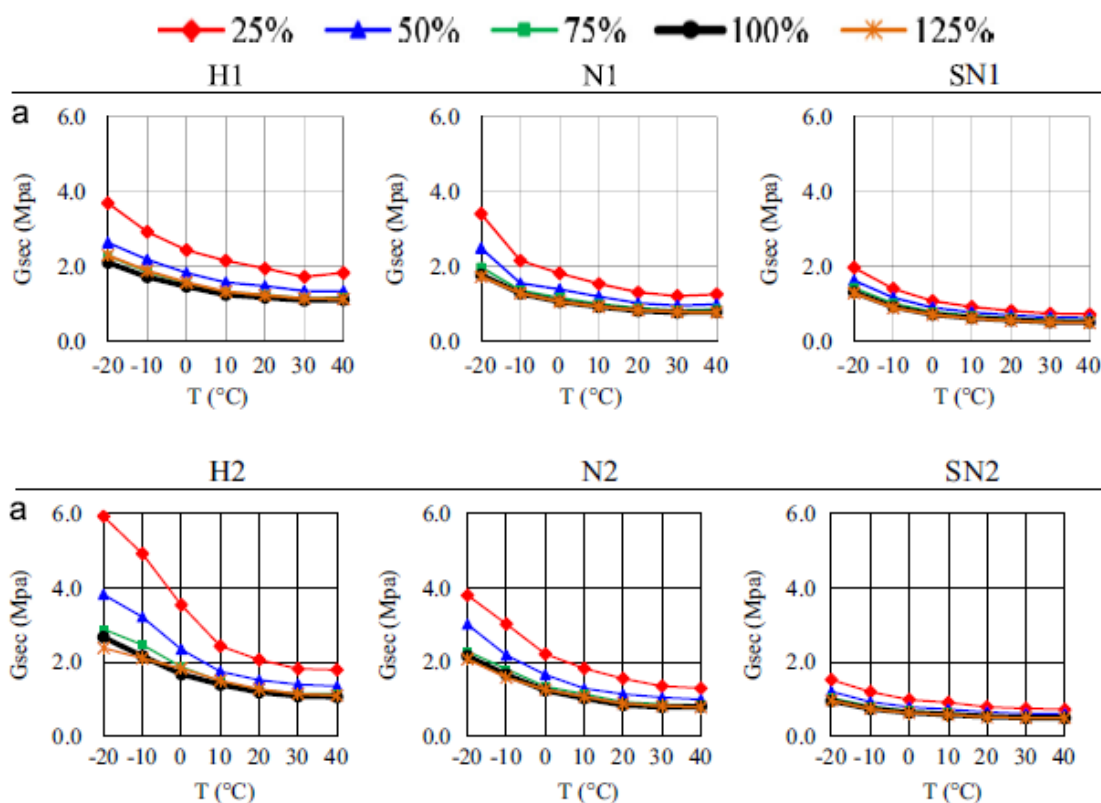
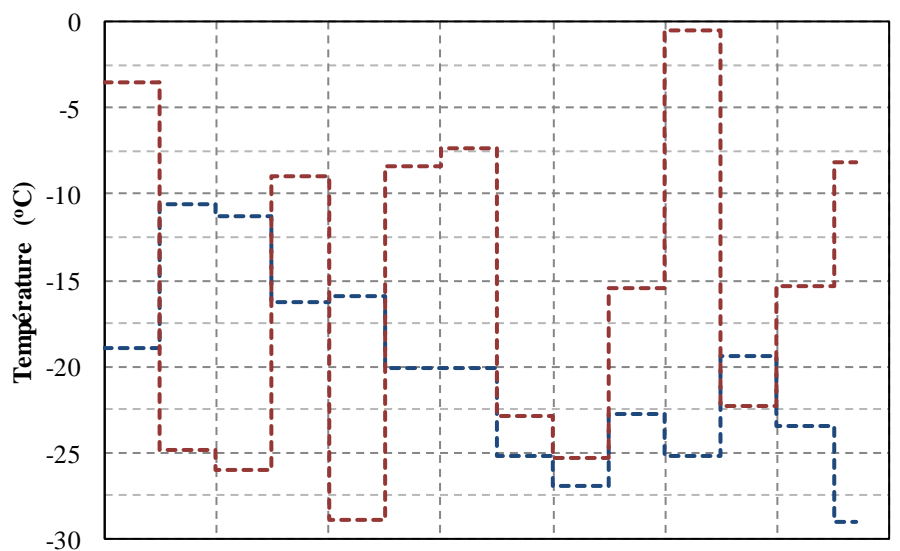


Figure 2.13: Module de cisaillement en fonction de la température pour différents niveaux de déformation et pour des élastomères de différentes rigidités dénotés H (Hard), N (Normal) et SN (Soft-Normal) de deux manufacturiers différents. (tiré de Cadone, 2012)

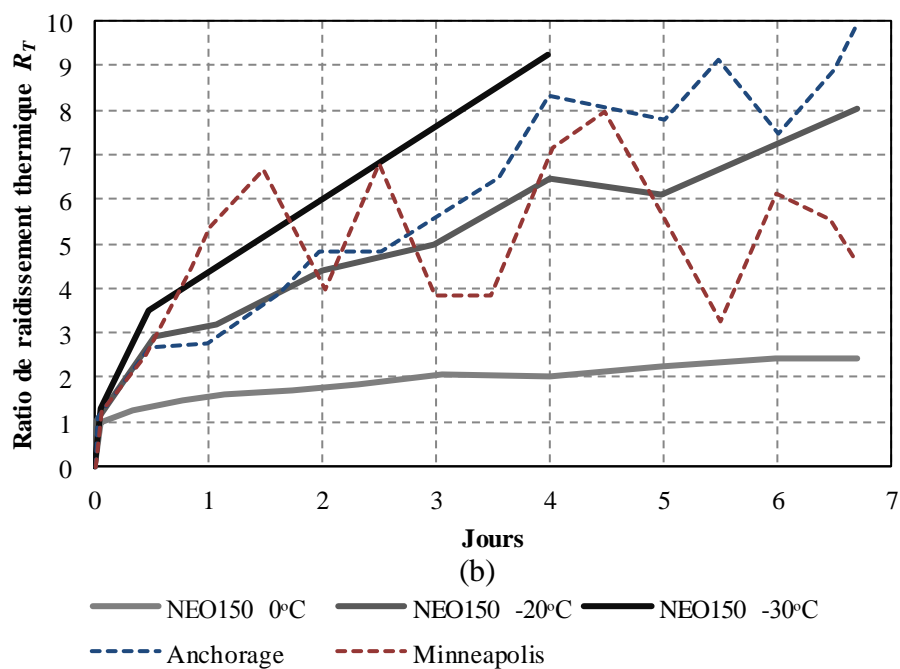
Comme il a été mentionné plutôt, bien que la cristallisation consiste en une réorganisation de la structure moléculaire, cette dernière n'est pas irréversible. En effet, selon les essais menés par Yakut et Yura (2002), si l'élastomère subit une augmentation de température suffisamment grande, la cristallisation peut s'inverser. Ainsi, la rigidité des appareils d'appuis d'élastomère n'augmente pas de jour en jour tout au long de l'hiver.

Pour en venir à cette constatation, les quatre matériaux présentés à la Figure 2.12 ont été exposés à des températures variantes de la même façon que les températures journalières fluctuent dans des conditions réelles. Pour ce faire, des historiques de température journalière de durées de sept jours représentant deux types de climat hivernal ont été sélectionnés. Le premier climat représenté est celui d'une localité où il y a peu de fluctuation de température de jours en jour, comme celui d'Anchorage, et le second est celui d'une localité où les températures minimales sont tout aussi

froides, mais où de courtes périodes de redoux ont lieu, comme c'est le cas de Minneapolis, tel que le montre la Figure 2.14 (a).



(a)



(b)

Figure 2.14: Historique de température pour Anchorage et Minneapolis et comparaison des effets sur le raidissement thermique avec des expositions à des températures constantes. (Adapté de Yura et al., 2001)

Comme le montre la Figure 2.14 (b) pour Minneapolis, bien que le matériau soit exposé à des températures journalières minimales entre  $-20^{\circ}\text{C}$  et  $-30^{\circ}\text{C}$  à tous les jours, les courtes périodes de redoux font en sorte que l'augmentation de la cristallisation est réduite à chaque fois à une valeur plus faible. On remarque aussi que la décristallisation est rapide. Par exemple, pour Minneapolis, dans le premier 12 heures de la 5<sup>e</sup> journée, alors que la température est maintenue à  $0^{\circ}\text{C}$ , et que la température des cinq derniers jours a toujours été inférieure à  $-10^{\circ}\text{C}$ , le ratio  $R_T$  redevient presque égale à celui équivalent pour cinq jours à  $0^{\circ}\text{C}$ , le tout en seulement 12 heures. Les auteurs concluent de ces essais que la cristallisation est réversible, et ce dans un court laps de temps, si l'élastomère est réchauffé. Ils restent cependant prudents dans leurs conclusions en mentionnant qu'il doit y avoir un grand écart de température pour que cette décristallisation ait lieu. Or, dans le cas d'Anchorage, comme le montre la Figure 2.15, à partir du milieu de la quatrième journée, une légère décristallisation est observée en raison de l'augmentation de la température d'aussi peu que  $5^{\circ}\text{C}$ , et ce pour les quatre matériaux testés.

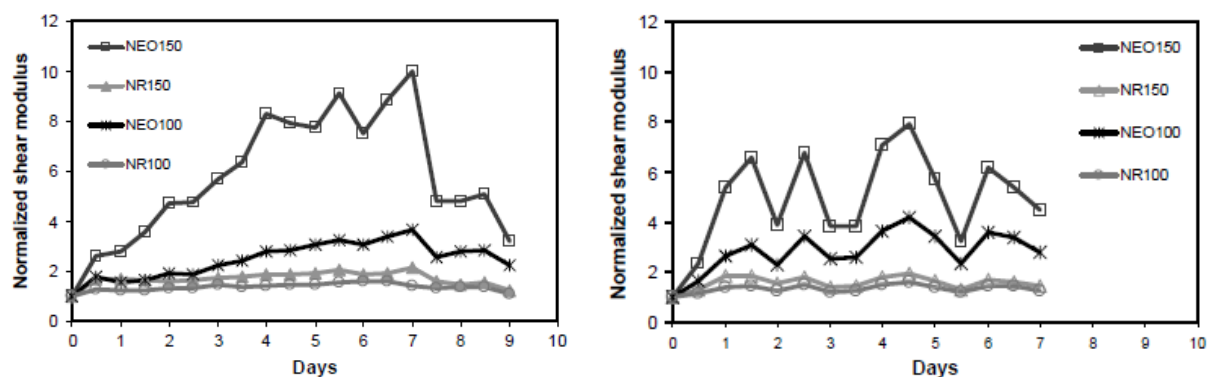


Figure 2.15: Raidissement thermique de quatre différents élastomères sous des expositions thermiques variables pour l'exemple d'Anchorage (Gauche) et Minneapolis (Droite), (tiré de Yura et al., 2001)

Finalement, certains auteurs comme Roeder et al. (1987) avaient évoqué à l'époque qu'il pouvait y avoir décristallisation du matériau lorsque ce dernier était déformé. Yakut et Yura (2002) ont toutefois conclu qu'il est dur à dire s'il y a vraiment décristallisation, d'autant plus que les charges routières ne sont pas assez grandes pour causer de telles déformations.

### **2.2.4.3 Vitrification**

Lorsque la température s'abaisse sous certaines valeurs, les élastomères deviennent fragiles. Ce changement de comportement est appelé vitrification ou « glass transition ». Il se produit à des températures d'environ  $-55^{\circ}\text{C}$  et  $-65^{\circ}\text{C}$  pour des néoprènes et des caoutchoucs naturels respectivement (Murray et Detenber, 1961).

## **2.3 Propriétés du plomb**

Le plomb est un matériau caractérisé par sa grande capacité à se déformer de façon plastique. C'est d'ailleurs sa capacité à dissiper de l'énergie en se déformant qui rend son utilisation attrayante dans les isolateurs sismiques. Après s'être plastifié, le plomb est également capable de revenir à son état initial en se recristallisant, à une température aussi basse que la température pièce. Malgré ces qualités, il présente toutefois un comportement variable selon plusieurs facteurs, dont la pureté du matériau, la vitesse de chargement et la température. La température est un des paramètres les plus complexes dans le cas des applications aux isolateurs sismiques, car l'énergie dissipée lors des déformations plastiques est libérée sous forme de chaleur qui à son tour change les propriétés mécaniques, qui elles affectent le niveau de déformation du matériau. L'équilibre dans le matériau doit alors être calculé de manière itérative.

### **2.3.1 Propriétés mécaniques**

Le plomb présente une rigidité initialement élevée qui diminue ensuite lors de la plastification. La partie plastique de la courbe peut alors être formée d'un long plateau plastique constant, ou encore d'une droite décroissance décrivant une dégradation graduelle des capacités mécaniques. Ces différences de comportement sont grandement affectées par la température et seront discutées plus bas.

Les propriétés mécaniques du plomb sont également affectées par les impuretés et la composition chimique de ces dernières. Une différence d'aussi peu qu'un dixième de pourcent au niveau de la pureté du plomb peut faire varier la résistance en tension du simple au double (Hofmann, 1970).

### 2.3.2 Effets thermiques

Lorsque la température augmente, la résistance en tension diminue. La Figure 2.16 donne un aperçu de cette résistance pour une gamme de température selon trois auteurs différents.

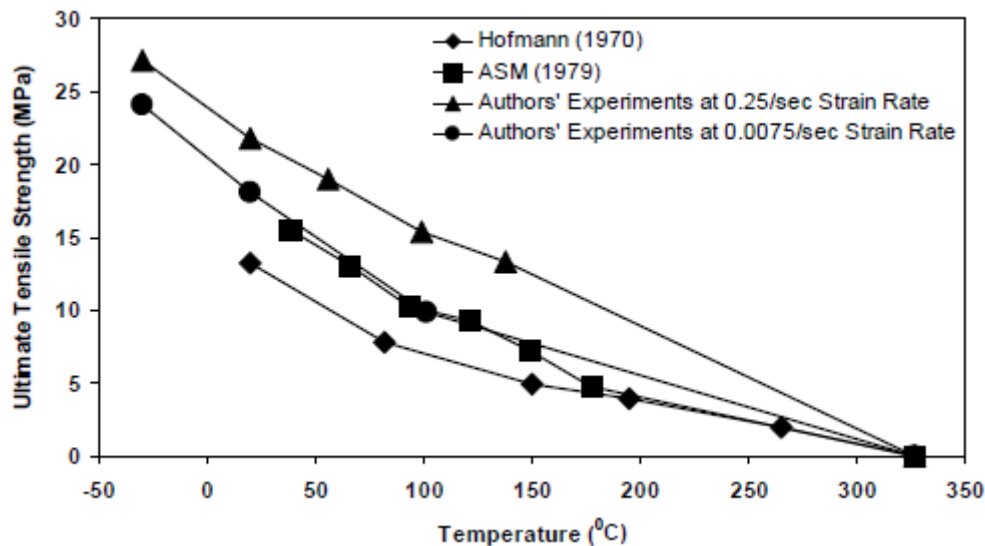


Figure 2.16: Résistance ultime du plomb en tension en fonction de la température et de la vitesse de déformation (tiré de Kalpakidis, 2008)

Au-delà de la résistance en traction, comme il était mentionné plus haut, la température a aussi un effet considérable sur le comportement plastique du matériau, comme le montre la Figure 2.17.

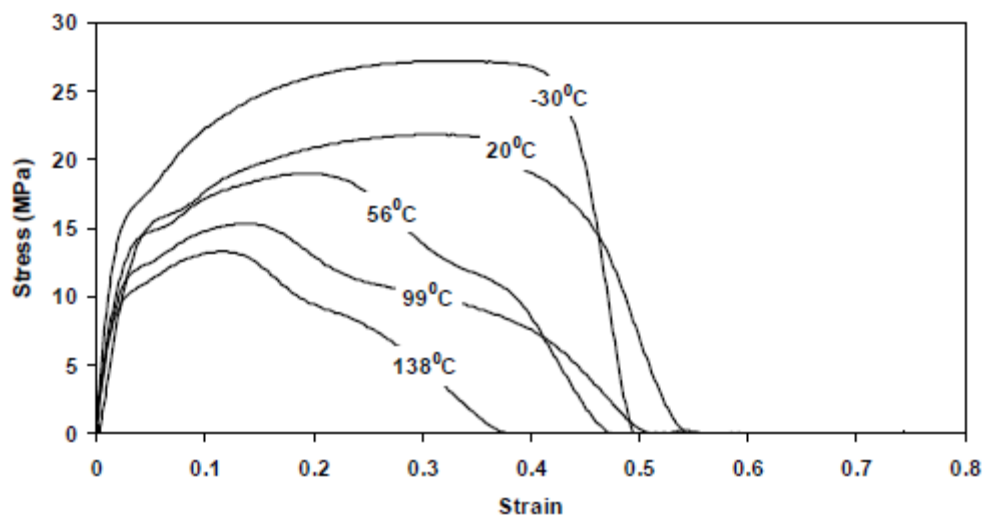


Figure 2.17: Courbes contraintes - déformations du plomb pour différentes températures, à une vitesse de déformation de 0.25/seconde (tiré de Kalpakidis, 2008)



Sur ces courbes, on observe premièrement que plus la température du matériau est froide, plus la limite élastique et la résistance ultime sont élevées. On note également qu'à de basses températures, la résistance ultime augmente tout au long de la plastification jusqu'à la rupture. En opposition, à de hautes températures, la résistance à l'ultime est atteinte plus rapidement après l'amorçement de la plastification, après quoi la résistance décroît graduellement jusqu'à la rupture.

### 2.3.3 Effets de la vitesse de chargement

La résistance à l'ultime diminue lorsque la vitesse de chargement est réduite, car le matériau a alors le temps de se recristalliser, d'où une réduction de l'érouissage. Ce phénomène est accentué à de hautes températures, car la recristallisation y est accélérée. De plus, comme le montre la Figure 2.18, lorsque la température augmente, la tension limite ultime du plomb décroît de manière plutôt linéaire lorsque déformé rapidement, alors que cette diminution est non-linéaire à de faibles vitesses de déformation (Constantinou et Quarshie, 2007)

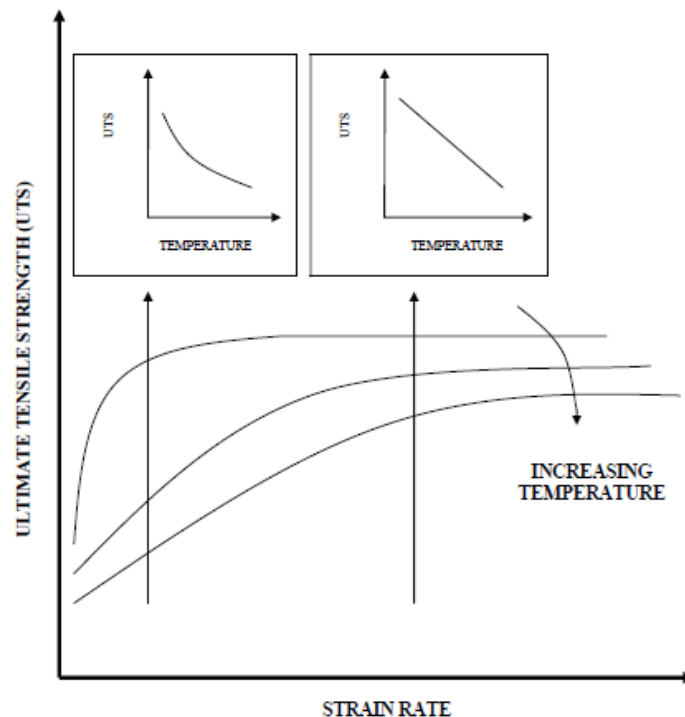


Figure 2.18: Tendances des effets de la vitesse de déformation et de la température sur la résistance en tension du plomb (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007)

### 2.3.4 Vieillissement

Contrairement aux élastomères, les propriétés du plomb ne sont pas affectées par le temps (Constantinou et Quarshie, 2007)

## 2.4 Comportement des isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb

Certaines propriétés des LRB sont dictées par le comportement de l'élastomère uniquement, d'autres par le plomb uniquement, et dans certains cas, par une interaction entre les deux, d'où la nécessité d'une bonne connaissance de ces deux matériaux. La section qui suit décrit le comportement mécanique et thermique global des LRB et montre diverses méthodes pour modéliser ces derniers de façon simplifiée.

### 2.4.1 Modèle simplifié du comportement des LRB sous des charges latérales

Lorsque chargés latéralement, les LRB ont initialement une rigidité élevée qui diminue ensuite au cours du chargement et l'effet inverse est observable lors du déchargement, comme le montre la Figure 2.19, où la relation force-déplacement est tracée pour un chargement cyclique.

Comme l'illustrent les courbes rouges de la Figure 2.19, cette relation s'apparente à un comportement bilinéaire, ce qui est plus facilement modélisable dans un logiciel de structure. Cette méthode est d'ailleurs recommandée par le « Guide Specification for Seismic Isolation Design » (AASHTO, 2010), où deux paramètres sont définis pour modéliser des boucles d'hystérésis bilinéaires, soit la force caractéristique  $Q_d$  et la rigidité post-élastique  $K_d$ .

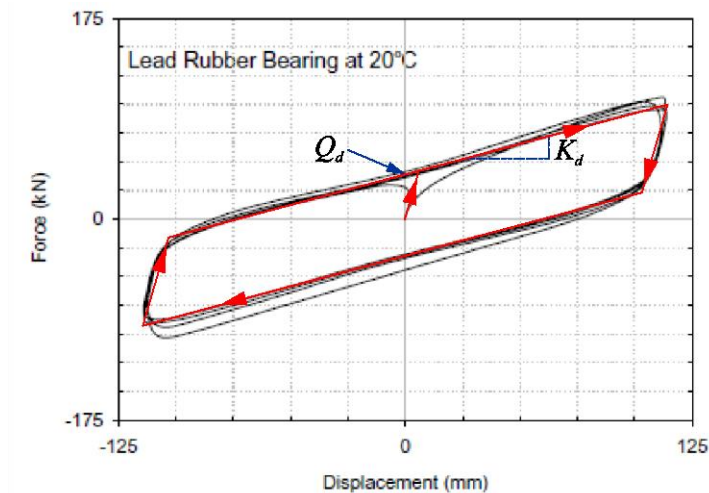


Figure 2.19: Courbes d'hystérésis pour un isolateur de type LRB selon un essai en laboratoire et selon un modèle simplifié. (Adapté de Constantinou et Quarshie, 2007)

### Force caractéristique

La force caractéristique est définie par la force de cisaillement pour un déplacement latéral « nul », après que le chargement ait été initié. Ce paramètre définit notamment l'ouverture verticale de la boucle d'hystérésis, donc indirectement l'énergie dissipée par cycle. Comme les caoutchoucs conventionnels contribuent peu à l'amortissement comparativement au plomb, seul ce dernier est considéré, comme le montre l'équation suivante donnant la force caractéristique:

$$Q_d = A_L \sigma_L \quad (2.1)$$

où  $A_L$  est l'aire de la cheville de plomb et  $\sigma_L$  est la contrainte effective du plomb. La contrainte effective est idéalement établie à partir d'essais en laboratoire, mais peut aussi être approximée à partir de valeurs tirées de la littérature. Cependant, si des essais complets sur l'isolateur à l'étude sont disponibles, il est évidemment préférable d'établir la force caractéristique en la mesurant directement sur la courbe d'hystérésis issue de l'essai. Il est à noter que comme le plomb subit un réchauffement substantiel au cours d'un chargement en cisaillement, les propriétés mécaniques changent considérablement, ainsi la valeur de  $Q_d$  au début de l'essai est différente de la valeur en fin d'essai. Ce phénomène est d'ailleurs observable à la Figure 2.19 (a), où on note une légère réduction de l'ouverture de la boucle d'hystérésis.

### Amortissement du système isolé

L'amortissement d'un pont isolé sismiquement est donné par l'équation (2.2) où l'indice  $j$  désigne le support i.e. culée, pile où sont situés les isolateurs. Les termes  $d_{isol}$ ,  $d_y$ ,  $K_{eff}$  et  $d_{sub}$  désignent respectivement le déplacement de l'isolateur, le déplacement élastique de l'isolateur, la rigidité globale du support incluant les isolateurs et le déplacement de la sous-structure.

$$\xi = \frac{2 \cdot \sum_j (Q_{d,j} \cdot (d_{isol,j} - d_{y,j}))}{\pi \cdot \sum_j (K_{eff,j} \cdot (d_{isol,j} + d_{sub,j})^2)} \quad (2.2)$$

### Rigidité post-élastique

La rigidité post-élastique est en fonction des propriétés de l'élastomère et de la géométrie de l'isolateur, comme le montre l'équation suivante :

$$K_d = \frac{f_L G A_r}{T_r} \quad (2.3)$$

où  $G$  est le module de cisaillement effectif de l'élastomère,  $T_r$  est l'épaisseur totale d'élastomère,  $A_r$  est l'aire d'élastomère confiné et  $f_L$  est un paramètre tenant compte des effets de la cheville de plomb sur la rigidité post-élastique. Ce paramètre est influencé par la taille de la cheville de plomb et le degré de confinement. Il peut être approximé en posant une valeur minimale de 1.0 et une valeur maximale de 1.2.

Contrairement à la force caractéristique, la rigidité post-élastique reste constante cycle après cycles, malgré le réchauffement du plomb. Cela est dû au fait que l'élastomère est le matériau contrôlant ce paramètre et que comme mentionné à la section 2.2, ces matériaux sont peu affectés par les effets cycliques. De plus, comme il sera discuté plus bas, bien que la température du plomb puisse s'élever considérablement lors de tels essais, la faible conductivité thermique des élastomères fait en sorte que la température de ces derniers n'est pratiquement pas affectée. Les variations de rigidité dues aux effets thermiques n'entrent donc pas en ligne de compte.

## **2.4.2 Effets thermiques**

Comme discuté précédemment, les élastomères et le plomb sont tous deux considérablement affectés par la température à laquelle ils sont exposés, et dans le cas du plomb, la température du

matériau peut en soi être affectée par le niveau de sollicitation de ce dernier. Pour bien évaluer les propriétés mécaniques des isolateurs, il est donc nécessaire de bien comprendre l'interaction thermique entre les deux matériaux.

#### 2.4.2.1 Équilibre thermique avec le milieu environnant

Comme les isolateurs sont composés essentiellement d'acier et d'élastomère, soit deux matériaux très différents du point de vue conductivité thermique, le tout agencé sous forme de couches superposées, l'échange de chaleur entre l'isolateur et le milieu environnant n'est pas une chose simple à évaluer. Yakut (2000) s'est penché sur cette problématique en menant des essais sur des appuis frettés de dimensions variables composés de différents élastomères. Ses observations lui ont permis de conclure que :

- La rigidité des élastomères n'influence pas la réponse thermique
- La différence de température à l'intérieur d'une même couche d'élastomère est négligeable.
- La différence maximale de température à l'intérieur de l'appui est enregistrée entre la couche du milieu et la couche supérieure de l'appui. À titre indicatif, pour une différence de température initiale de 30°C entre la température interne et ambiante d'un appareil d'appui, la différence maximale de température enregistrée a été de 4°C à 11°C, soit moins du tiers de l'écart de température initial.
- Le transfert de chaleur se fait principalement à travers la hauteur de l'appareil d'appui. Comme le montre la Figure 2.21, lorsque la base et le haut de l'appui sont recouverts de béton, comme c'est le cas dans les applications aux ponts, le réchauffement et le refroidissement de l'isolateur sont ralentis.
- Les appareils d'appui atteignent un équilibre thermique avec la température ambiante en 3 à 6.5 heures, peu importe l'écart de température entre l'appareil d'appuis et le milieu ambiant. Toutefois, selon Roeder et al. (1987), pour des isolateurs de grande taille, la durée requise pour atteindre un équilibre thermique est de l'ordre de 12 à 24 heures.
- Dans le cadre d'essais en laboratoire où des spécimens d'appuis en élastomère doivent être refroidis dans un congélateur puis testés à la température ambiante, les essais concluent que la température d'un appareil d'appuis peut varier significativement à l'intérieur d'une

période de 30 minutes suivant sa sortie d'un congélateur. L'auteur recommande donc que ce type d'essais soit mené à l'intérieur d'une chambre froide.

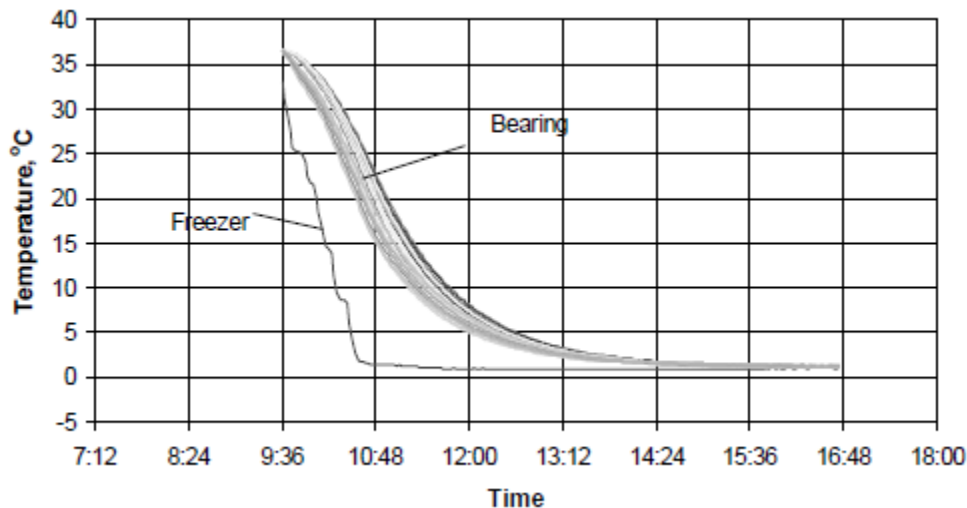


Figure 2.20: Courbes de refroidissement d'un appareil d'appui en élastomère fretté de 228.6 x 711.2 mm (tiré de Yura et al., 2001)

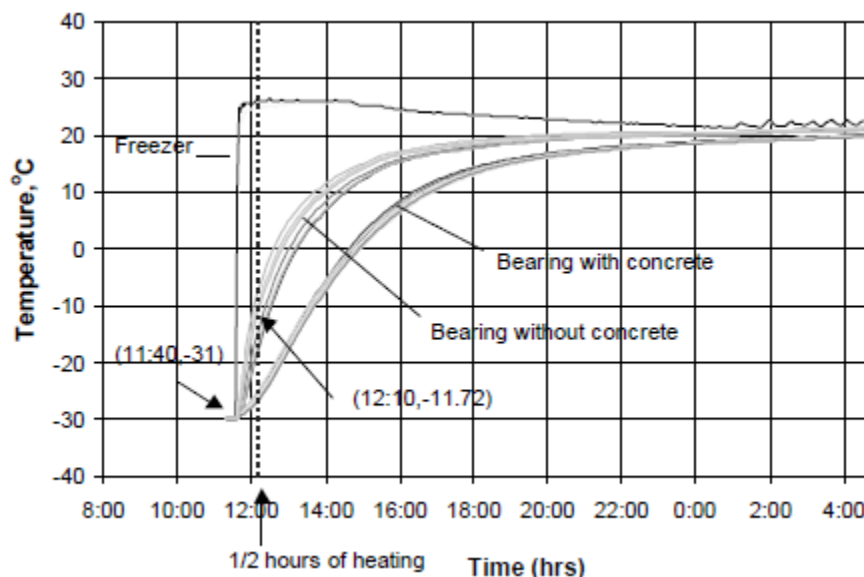


Figure 2.21: Variations des températures lors du réchauffement d'un appareil d'appuis en élastomère fretté (tiré de Yura et al., 2001)

En extrapolant les conclusions de l'auteur, il est raisonnable de poser que comme la différence de température à l'intérieur d'une même couche d'élastomère est négligeable, les effets thermiques

ne devraient pas induire une variation des propriétés mécaniques à l'intérieur de cette couche. Il ne devrait donc pas y avoir de zones de concentration de contraintes dues à une plus grande rigidité du matériau.

De plus, sachant que l'écart de température maximal entre les couches d'un appareil d'appui est faible comparativement à l'écart de température avec le milieu ambiant, il est possible de conclure que comme l'écart de température journalier est relativement faible, soit environ  $10^{\circ}\text{C}$ , l'écart de température maximal entre les couches d'un appareil d'appui est négligeable. Il n'y a donc pas de variation des propriétés mécaniques d'une couche à l'autre due aux effets thermiques.

#### **2.4.2.2 Effets thermomécanique**

Lors d'essais cycliques sur les élastomères, on note une augmentation de  $1^{\circ}\text{C}$  par cycle pour les caoutchoucs à amortissement élevé et environ  $0.5^{\circ}\text{C}$  pour des caoutchoucs à amortissement faible. L'augmentation de la température due aux déformations du caoutchouc est donc négligeable pour la conception (Constantinou and Quarshie, 2007).

Pour ce qui est du plomb, comme il est mentionné plus haut, la plastification de ce dernier entraîne une augmentation considérable de la température du matériau. Dans le cas d'un isolateur sismique avec noyau de plomb sollicité de façon cyclique, le réchauffement est tel que des augmentations de  $100^{\circ}\text{C}$  à  $200^{\circ}\text{C}$  sont possibles selon le nombre de cycles et leur amplitude. Cette augmentation de la température entraîne alors une diminution de l'énergie dissipée par cycle et de la force caractéristique, tel que l'illustre la Figure 2.22. Il est aussi bon de noter que les modèles réduits d'isolateurs ne peuvent généralement pas reproduire les effets de réchauffement des noyaux de plomb (Kalpakidis, 2008).

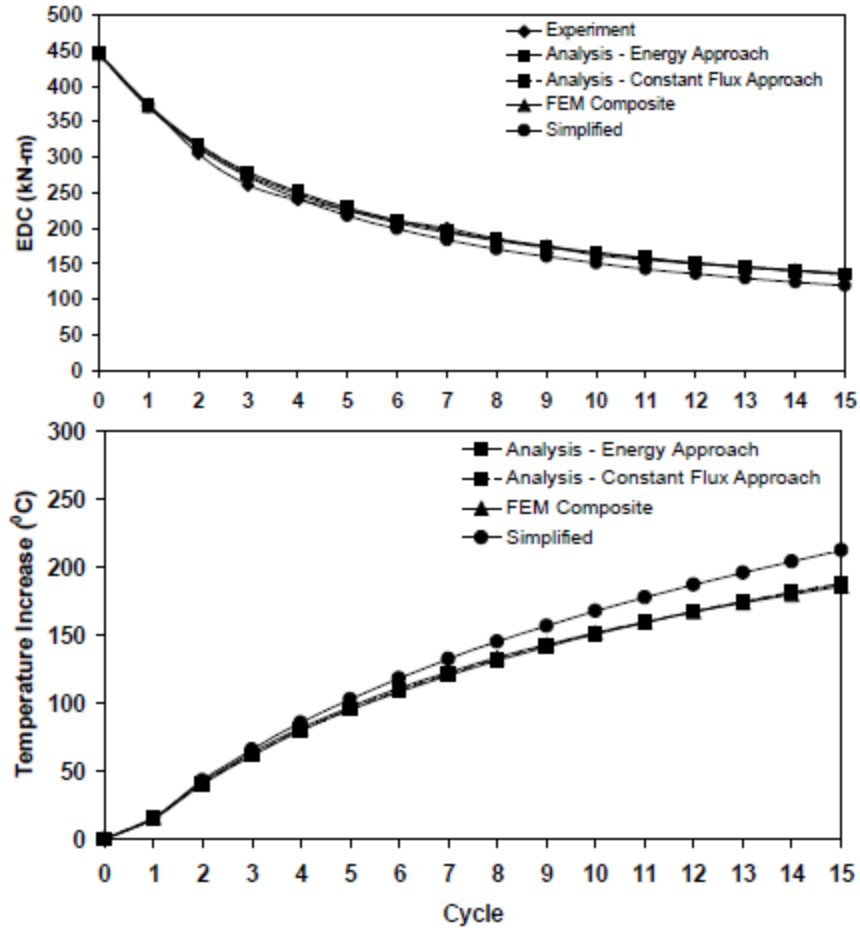


Figure 2.22: Température et énergie dissipée par cycle pour un isolateur de type LRB (tiré de Kalpakidis, 2008)

Comme les capacités de recristallisation du plomb permettent au matériau de retrouver ses propriétés initiales après une plastification, une brève interruption de la sollicitation suffit à redonner à l'isolateur la presque totalité de sa capacité initiale à dissiper de l'énergie, comme le montre la Figure 2.23.



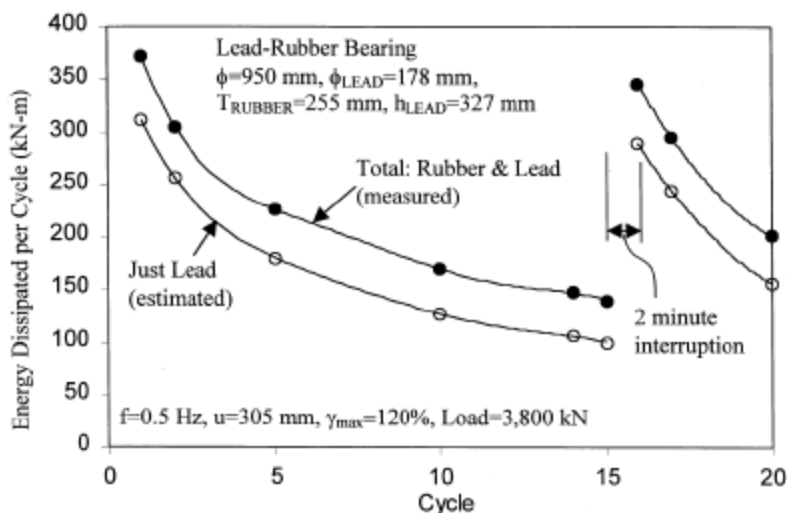


Figure 2.23: Énergie dissipée par cycle dans un isolateur de type LRB lors d'un essai comportant une interruption des charges cycliques de 2 minutes (tiré de Constantinou et Quarshie, 2007)

Lors de l'application d'une sollicitation cyclique entraînant la plastification de la cheville de plomb, la totalité de l'énergie dissipée est initialement consommée par le réchauffement du plomb lui-même. Si cette sollicitation est maintenue suffisamment longtemps, le transfert de chaleur se fait alors à travers les frettes d'acier et les plaques d'ancrage. Pour le lecteur intéressé, un modèle analytique modélisant le réchauffement de la cheville de plomb et des plaques d'acier a été développé par (Kalpakidis et al., 2010).

Pour ce qui est de l'interaction entre la chaleur dissipée par le plomb et l'élastomère, des essais expérimentaux montrent qu'à la frontière de la cheville de plomb, le caoutchouc subit un réchauffement, mais ce dernier est vite réduit à une valeur négligeable à l'intérieur de quelques centimètres, comme le montre la Figure 2.24. Le réchauffement de l'élastomère par la plastification du noyau de plomb n'est donc pas suffisant pour entraîner une diminution du raidissement thermique, advenant une exposition au froid. La Figure 2.25 montre quant à elle la distribution verticale de la température au centre d'un isolateur de type LRB de cycle en cycle.

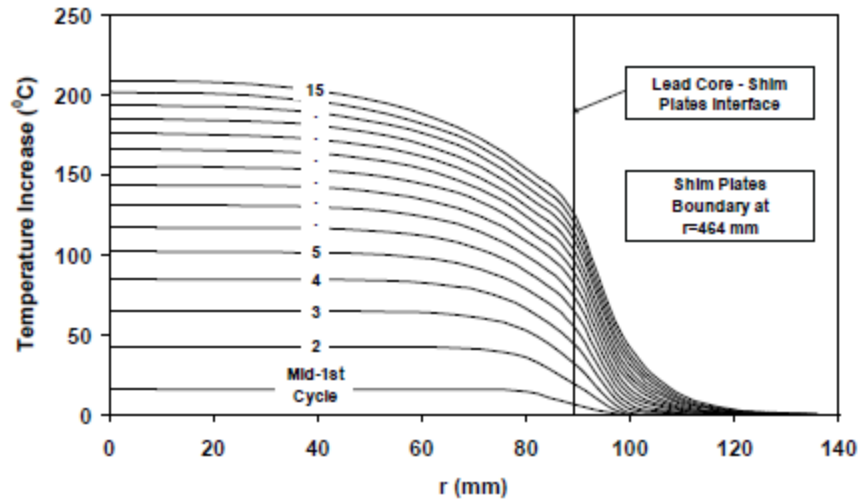


Figure 2.24: Température interne d'un isolateur de type LRB en fonction du nombre de cycles et de la distance horizontale relative au centre de l'isolateur (tiré de Kalpakidis, 2008)

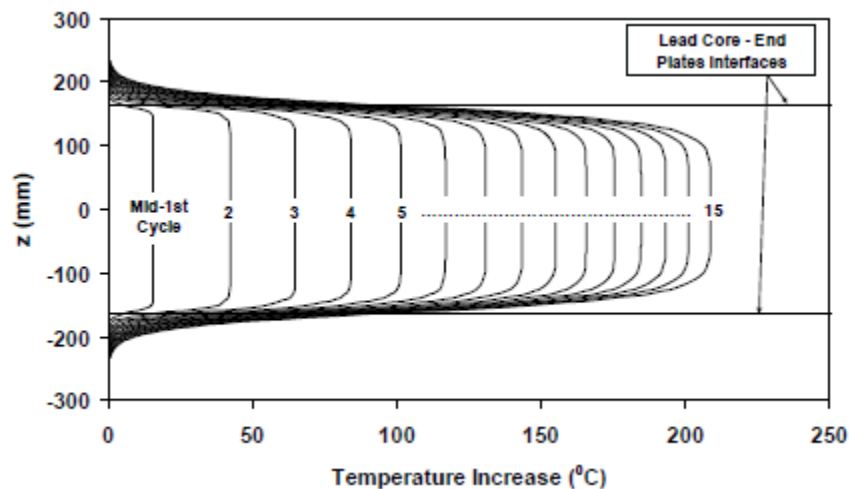


Figure 2.25: Distribution verticale de la température au centre d'un 'isolateur ( $r = 0$  mm) de type LRB de cycles en cycles (tiré de Kalpakidis, 2008)

### 2.4.3 États limites ultimes

Lorsque sollicité par des charges extrêmes telles que les séismes, deux modes de rupture de l'isolateur sont possibles, soit la rupture par déchirement et l'instabilité par flambement. Ces derniers ont l'inconvénient de ne présenter aucun signe avant-coureur de leur rupture. Les paramètres pouvant affecter le type d'état limite ultime sont la largeur de l'isolateur, son facteur de

forme, l'élançement des couches d'élastomère, le déplacement latéral, de même que la charge axiale (Busson et Paultre, 2014), (Constantinou et Quarshie, 2007).

Busson et Paultre ont mené une analyse paramétrique pour évaluer les effets de ces divers paramètres. L'étude a conclu qu'en règle générale, l'élançement réduit considérablement la résistance au flambement, et que les isolateurs ayant un élançement inférieur à 0.4 sont sujets à des ruptures par déchirement, alors que ceux ayant un élançement supérieur à 0.4 sont généralement plus susceptibles de se rompre par flambement.

Si le mode de rupture par flambement est assez bien couvert par la littérature, il en est tout autre pour les ruptures par déchirement. De plus, les effets du froid sur la contrainte admissible au déchirement sont méconnus à ce jour.

## **CHAPITRE 3    REVUE DE LA PRATIQUE CANADIENNE POUR L'ISOLATION SISMIQUE DES PONTS ET ÉVALUATION DE LA DILATATION THERMIQUE DES TABLIERS**

Le présent chapitre présente une revue de la pratique canadienne pour l'isolation sismique des ponts et pour l'évaluation de la contraction et de la dilatation thermique des tabliers. La principale référence traitée est la dernière édition de la norme CSA S6-14, dont le chapitre traitant de la conception sismique a été modifié de manière significative depuis la version de 2006.

### **3.1 Analyses sismiques : Généralités**

Un des changements importants de la norme CSA S6-14 est la nécessité de procéder à des analyses temporelles non linéaires, où plusieurs accélérogrammes doivent être utilisés et la valeur moyenne des réponses sismiques obtenues utilisées pour la conception. De telles analyses sont requises pour les ponts essentiels, lorsque la catégorie de performance sismique est de 3, ou encore lorsqu'elle est égale à 2 et que le pont présente des irrégularités. Les analyses minimales requises sont montrées aux Tableaux 4.12 et 4.13 de la norme CSA S6-14, reproduits ici au Tableau 3.1. Les analyses minimales requises dépendent à la fois de la catégorie de performance sismique, de la catégorie d'importance du pont, de la présence d'irrégularités dans le pont, et finalement de la probabilité du séisme considéré. La catégorie de performance sismique dépend de l'intensité des accélérations spectrales et des irrégularités dans la structure, données au Tableau 4.10 de la norme CSA S6-14, reproduit ici au Tableau 3.2.

Tableau 3.1: Analyse sismique minimale requise pour des probabilités de dépassement de 2%, 5% et 10% en 50 ans (CSA S6-14, Tableau 4.12 et Tableau 4.13)

Catégorie de performance sismique	Ponts essentiels		Ponts principaux			Autres ponts	
	Irrégulier	Régulier	Irrégulier	Régulier		Irrégulier	Régulier
Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans et de 5% en 50 ans							
1	Aucune analyse sismique requise						
2	ADE, ASNLPI ET ATNL	ADE ET ASNLPI	ADE ET ASNLPI	ET	ASE	ADE	ASE
3	ADE, ASNLPI ET ATNL	ADE, ASNLPI ET ATNL	ADE ET ASNLPI	ET	ADE	ADE	ASE
Exigences minimales relatives aux analyses sismiques pour une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans							
1	Aucune analyse sismique requise						
2	ADE	ADE	ADE		ASE	ADE	ASE
3	ADE	ADE	ADE		ASE	ADE	ASE

Légende :

ASE Analyse statique élastique incluant la méthode de la charge uniforme (CU) ou la méthode spectrale unimodale (MU) (*Acronyme en anglais : ESA*)

ADE Analyse dynamique élastique incluant l'analyse spectrale de la réponse élastique multimodale ou l'analyse temporelle élastique. L'analyse temporelle élastique doit être utilisée si les effets d'excitation d'appuis multiples dus à des conditions différentes du sol et à la propagation d'une onde sismique le long du pont deviennent importants. (*Acronyme en anglais : EDA*)

ASNLPI Analyse statique non linéaire par poussées incrémentielles. L'ASNLPI doit prendre en compte le comportement inélastique dû à la formation de rotules plastiques dans les éléments ductiles de la sous-structure, à l'interaction entre le sol et l'ouvrage et aux effets P-delta, le cas échéant. (*Acronyme en anglais : ISPA*)

ATNL Analyse temporelle non linéaire. L'ATNL doit prendre en compte le comportement inélastique dû à la formation de rotules plastiques dans les éléments ductiles de la sous-structure, à l'interaction entre le sol et l'ouvrage et aux effets P-Delta, le cas échéant. (*Acronyme en anglais : NTHA*)

Tableau 3.2: Catégorie de performance sismique basée sur les valeurs des accélérations spectrales de période de retour de 2475 ans (CSA S6-14, Tableau 4.10)

		Catégorie de performance sismique	
Pour $T < 0.5$ s	Pour $T \geq 0.5$ s	Ponts essentiels	Ponts principaux
$S(0.2) < 0.20$	$S(1.0) < 0.10$	2	1
$0.2 < S(0.2) < 0.35$	$0.10 < S(1.0) < 0.30$	3	2
$S(0.2) \geq 0.35$	$S(1.0) \geq 0.30$	3	3

Bien des ponts se trouvant dans les zones les plus habitées du Québec, comme la vallée du Saint-Laurent, une zone considérablement active sismiquement, nécessitent des analyses temporelles non linéaires, en d'autres termes, les analyses les plus complexes. Dans le cas des principales grandes villes du Québec, comme Montréal, Québec, Gatineau, Sherbrooke et Trois-Rivières, la catégorie de performance sismique est toujours de 3 pour une structure dont la période fondamentale est inférieure à 0.5 seconde par exemple. Ainsi, tous les ponts essentiels doivent être traités en utilisant des analyses temporelles non linéaires pour ces villes. Il est toutefois à noter que pour des ponts à travée unique, aucune analyse sismique n'est requise comme dans les précédentes éditions de la norme.

Un autre changement significatif contenu dans la norme CSA S6-14 est l'introduction de critères de performances des structures et de différents niveaux de forces sismiques. Ces critères sont basés sur les dommages et la fonctionnalité de la structure après un événement sismique. Les niveaux minimums de performance requis selon le type de pont et la période de retour considérée sont donnés au tableau 4.15 de la norme, reproduit au Tableau 3.3 ci-dessous.

Tableau 3.3: Niveaux de performance minimum (CSA S6-14, Tableau 4.15)

Probabilité de dépassement sismique en 50 ans (période de retour)	Ponts essentiels		Ponts principaux		Autres ponts	
	Service	Domage	Service	Domage	Service	Domage
10% (475 ans)	Immédiat	Aucun	Immédiat	Mineur	Service limité*	Réparable*
5% (975 ans)	Immédiat	Mineur	Service limité*	Réparable*	Service interrompu*	Important*
2% (2475 ans)	Service limité	Réparable	Service interrompu	Important	Aucun	Remplacement probable

Les critères de performance de service et d'endommagement sont détaillés aux Tableaux 4.16 de la norme CSA S6-14. Le Tableau 3.4 présente un résumé des principaux critères de performance en termes d'états limites d'utilisation et des dommages dans la structure.

Tableau 3.4: Résumé partiel des critères de performance (Adapté de la norme CSA S6-14, Tableau 4.16)

Service	Dommages
<p><b>Immédiat</b></p> <p>Le pont doit être pleinement opérationnel pour un trafic normal et les travaux de réparation ne doivent pas causer perturbation des services.</p>	<p><b>Dommages minimaux</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• La structure doit rester essentiellement élastique</li> <li>• <math>\epsilon_c \leq 0.004</math></li> <li>• <math>\epsilon_s &lt; \epsilon_{\text{Plastification}}</math></li> <li>• Aucun martèlement ne doit avoir lieu suite aux déplacements du tablier</li> <li>• Les déplacements résiduels doivent être négligeables</li> </ul>
<p><b>Limité</b></p> <p>Le pont doit être utilisable par les véhicules d'urgence et réparable sans nécessiter la fermeture de plus de 50% des voies du pont. Si endommagé, les services doivent être totalement rétablis en un mois.</p>	<p><b>Dommages réparables</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Il peut y avoir des comportements inélastiques et des dommages modérés, cependant, les principaux éléments ne doivent pas nécessiter leur remplacement et doivent être réparables en place en plus de pouvoir supporter les charges mortes et vives.</li> <li>• <math>\epsilon_s &lt; 0.015</math></li> <li>• Les déplacements résiduels ne doivent pas nuire au service</li> </ul>
<p><b>Perturbation des services</b></p> <p>Le pont doit être utilisable pour un trafic restreint de véhicules d'urgence après inspection. Le pont doit être réparable et ces réparations peuvent nécessiter la fermeture complète du pont.</p>	<p><b>Dommages extensifs</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Un comportement inélastique est attendu. Les membrures peuvent avoir des dommages significatifs visibles. Les membrures doivent être capables de supporter 100% des charges mortes et 50% des charges vives.</li> <li>• <math>\epsilon_s &lt; 0.050</math></li> </ul>
<p><b>Sécurité des vies</b></p> <p>La structure ne doit pas s'effondrer et il doit être possible d'évaluer la sécurité du pont</p>	<p><b>Remplacement probable</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Le tablier doit rester en place, mais le pont peut être inutilisable et peut nécessiter d'importantes réparations ou son remplacement.</li> <li>• Des fractures aux connexions en flexion peuvent avoir lieu, mais les connexions en cisaillement doivent rester intactes.</li> <li>• Le pont doit être capable de supporter les charges mortes et 30% des charges vives.</li> </ul>



Les critères de performance sismique, rappelés ci-dessus, s'appliquent à tout pont, isolé ou non isolé. La norme CSA S6-14 émet également des critères de performance sismique des isolateurs et des amortisseurs. Dans le cas des isolateurs en élastomère, une étude menée par Busson et Paultre (2014) a toutefois conclu qu'aucun état d'endommagement intermédiaire ne se manifeste avant la rupture complète de l'isolateur, ainsi les critères suggérés par la norme seraient difficilement mesurables ou prévisibles par des analyses pour ce type d'isolateur.

Pour ce qui est des déplacements, il est mentionné que le déplacement sismique de conception  $d_s$  doit être égal à 125% du déplacement sismique mesuré dans les analyses, de manière à pallier aux incertitudes relatives aux mouvements sismiques. En effet, les prédictions numériques des déplacements sismiques sont sensibles au type d'excitation sismique sélectionné et aux hypothèses faites pour modéliser la structure (Commentaire CSA S6-14).

La norme CSA S6-14 exige également qu'un espacement suffisant soit fourni de manière à ce que l'isolateur ou l'amortisseur puisse accomplir sa fonction sans être entravé. De plus, les analyses doivent tenir compte des déplacements des isolateurs dus aux effets thermiques, au retrait et au fluage dans le béton. Ces analyses doivent être répétées en utilisant les propriétés minimales et maximales des isolateurs selon les effets thermiques, de vitesse de chargement, de vieillissement ou d'autres facteurs selon le cas étudié. Les propriétés des isolateurs en lien avec les effets thermiques et la vitesse de sollicitation doivent être déterminées à partir d'essais sur des prototypes. Les autres valeurs doivent être obtenues des fournisseurs des systèmes d'isolation.

Comme des essais complets sont requis pour trouver des valeurs précises des propriétés mécaniques des isolateurs, la norme ne se prononce pas sur des valeurs approximatives pour corriger les propriétés des isolateurs. En revanche, le « Guide Specification for Seismic Isolation » (2010) de l'AASHTO suggère de telles valeurs qui peuvent être utiles à titre indicatif pour les isolateurs en élastomère. Les tableaux 3.5 à 3.7 résument ces facteurs de correction pour le vieillissement, le raidissement thermique et le « scragging » pour les isolateurs en élastomère.

Tableau 3.5: Facteurs de modification proposés par l'AASHTO pour le vieillissement des isolateurs en élastomère (AASHTO, 2010).

	$K_d$	$Q_d$
Caoutchouc naturel à faible amortissement	1.1	1.1
Caoutchouc à amortissement élevé avec de faibles différences entre les propriétés « Scragged » et « Unscragged »	1.2	1.2
Caoutchouc à amortissement élevé avec de grandes différences entre les propriétés « Scragged » et « Unscragged »	1.3	1.3
Plomb	-	1.0
Néoprène	3.0	3.0

Tableau 3.6: Facteurs de modifications proposés par l'AASHTO pour le raidissement thermique des isolateurs en élastomère. (AASHTO, 2010)

Température minimale de conception (°C)	$K_d$			$Q_d$		
	ACAE <sup>a, c</sup>	ACAE <sup>b, c</sup>	ACFA <sup>b, d</sup>	ACAE <sup>a, c</sup>	ACAE <sup>b, c</sup>	ACFA <sup>b, d</sup>
20	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0	1.2	1.1	1.1	1.3	1.3	1.3
-10	1.4	1.2	1.1	1.4	1.4	1.4
-30	2.0	1.4	1.3	2.5	2.0	1.5

<sup>a</sup> Valeurs des propriétés « Unscragged »  $\geq 25\%$  de celles en conditions « Scragged »

<sup>b</sup> Valeurs des propriétés « Unscragged »  $< 25\%$  de celles en conditions « Scragged »

<sup>c</sup> ACAE : Appareil d'appuis en caoutchouc à amortissement élevé (*Acronyme en anglais : HDRB*)

<sup>d</sup> ACFA : Appareil d'appuis en caoutchouc à faible amortissement (*Acronyme en anglais : LDRB*)

Tableau 3.7: Facteurs de modifications proposés par l'AASHTO pour le « Scragging » des isolateurs en élastomère. (AASHTO, 2010)

$K_d$			$Q_d$		
ACFA <sup>d</sup>	ACAE <sup>c</sup> avec $\xi < 0.15$	ACAE <sup>c</sup> avec $\xi > 0.15$	ACFA <sup>d</sup>	ACAE <sup>c</sup> avec $\xi < 0.15$	ACAE <sup>c</sup> avec $\xi > 0.15$
1.0	1.2	1.8	1.0	1.2	1.5

## 3.2 Effets thermiques sur les isolateurs sismiques

### 3.2.1 Raidissement thermique

La norme CSA S6-14 prescrit deux essais en laboratoire sous deux différents niveaux d'exposition au froid pour évaluer le raidissement thermique des isolateurs en élastomère.

#### Premier essai

L'isolateur est préalablement conservé 14 jours consécutifs à une température égale ou inférieure à la température minimale de service tel que défini au Chapitre 3 de la norme CSA S6-14, soit la température moyenne journalière minimale. L'isolateur est ensuite testé sous une charge cyclique d'amplitude croissante jusqu'à 0.6 fois le déplacement sismique de conception  $d_s$ , comme le montre la Figure 3.1, de manière à simuler la demande d'un séisme plus faible ayant lieu alors que l'intensité du froid est extrême. L'objectif de ce premier essai est de mesurer les propriétés mécaniques envisageables sous de basses températures en vue d'évaluer les forces maximales pour la conception (Commentaire CSA S6-14).

#### Second essai

Comme la température de l'isolateur devrait avoir augmenté lors du dernier essai, le spécimen est à nouveau réfrigéré pour que sa température interne soit égale à la température concomitante, soit la moyenne entre 15°C et la température minimale de service. Cette température a une plus grande probabilité de se produire en concomitance avec un séisme d'importance, comparativement à la température minimale de service. Les

oscillations imposées dans ce second essai sont les mêmes que celles utilisées dans le test à température pièce, de manière à pouvoir comparer les résultats et ainsi évaluer les effets du froid.

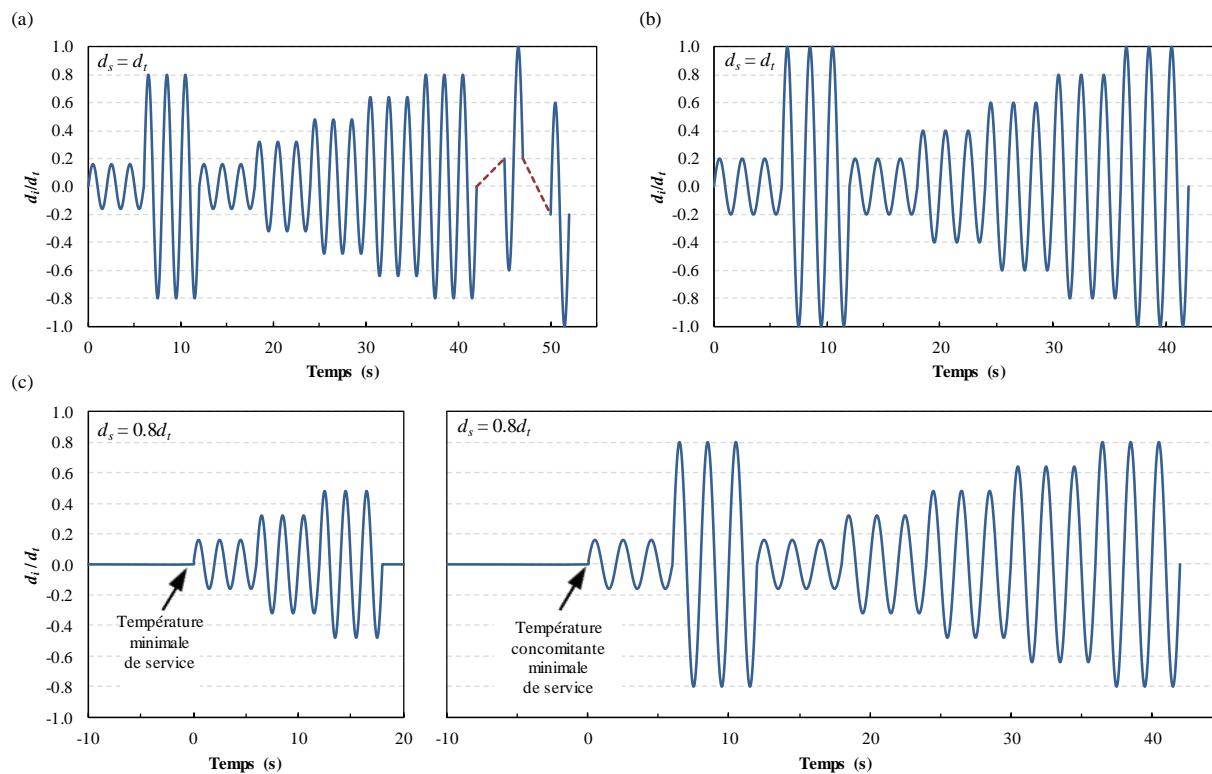


Figure 3.1: Tests de déplacement sismique à (a) température pièce avec  $d_s = 0.8d_t$ , (b) température pièce avec  $d_s = d_t$ , et (c) à basse température avec  $d_s = 0.8d_t$ , (Commentaire CSA-S6-14)

Ces essais ont pour but de déterminer les propriétés mécaniques des isolateurs en conditions froide et « chaude ». Les résultats ainsi obtenus définissent les limites extrêmes pour la conception de l'ouvrage, soit les forces maximales typiquement obtenues en condition froide, et les déplacements maximums, typiquement obtenus en conditions chaudes (Commentaire CSA-S6-14).

Finalement, la norme demande à ce que les analyses de performance pour les événements sismiques de période de retour de 2% en 50 ans soient menées en considérant la température concomitante. Les analyses tenant compte d'événements de période de retour moindre doivent être réalisées en considérant la température minimale de service.

### **3.2.2 Contraction et dilatation du tablier**

L'édition S6-06 de la norme ne spécifiait pas clairement l'intensité du froid à considérer en concomitance avec un séisme pour évaluer le déplacement sismique admissible aux joints d'un tablier de pont. Pour répondre à cette problématique, Brisebois (2012) a réalisé une analyse statistique tenant compte du climat et de la sismicité pour les villes de Montréal et de Vancouver, pour deux ponts de référence, soit celui de Madrid sur l'autoroute 20, ainsi que celui de l'autoroute 30, au-dessus du fleuve Saint-Laurent. Cette étude conclut que 45% du déplacement thermique maximum doit être combiné avec le déplacement sismique maximum issu d'un séisme de période de retour de 2% en 50 ans. Basée sur cette analyse, la norme CSA S6-14 recommande de considérer un déplacement thermique égal à 50% de la valeur maximale, en concomitance avec 100% du déplacement sismique pour un séisme de 2% en 50 ans. À titre indicatif, l'Eurocode 8 (2003) suggère de considérer 50% du déplacement thermique maximum, la norme de la Nouvelle-Zélande (2004) recommande de considérer 33.3% de ce déplacement, et le supplément à la norme canadienne des ponts de la Colombie-Britannique (2014), 40%. Pour ce qui est des séismes de périodes de retour inférieures, le code recommande en revanche d'utiliser 100% du déplacement thermique possible avec 100% du déplacement sismique.

### **3.3 Contraction et la dilatation thermique des tabliers**

La température du tablier est principalement contrôlée par trois mécanismes de transfert de chaleur : (1) la radiation, (2) la convection, et (3) la conduction, comme illustrée à la Figure 3.2.

La radiation est un transfert de chaleur qui se fait sur une longue distance d'un corps solide chaud vers un corps froid. Pendant le jour, le soleil transmet de la chaleur au tablier par radiation. Cette radiation est transmise à la fois de façon directe et de façon diffuse grâce au rayonnement réfléchi par le milieu environnement. Selon le type de surface de la structure et selon l'angle d'incidence du rayonnement, une partie de la radiation est réfléchi hors du corps et l'autre partie est absorbée. La radiation se traduit généralement par un réchauffement du tablier par le soleil le jour, suivi d'un transfert de la chaleur emmagasinée par le tablier vers son environnement plus froid la nuit. La convection thermique est un mode de transfert de chaleur qui se fait d'un corps solide vers un fluide en mouvement. Elle est affectée par la température de l'air et particulièrement par le vent. Dans le contexte des ponts, la convection abaisse les températures extrêmes chaudes et froides.

Finalement, la conduction thermique se produit par un transfert de chaleur à l'intérieur même d'un corps solide selon les conductivités des matériaux constitutifs.

La température d'un tablier de pont dépend donc principalement des matériaux constitutifs, de la température ambiante, du niveau d'intensité d'exposition aux rayons du soleil et du vent.

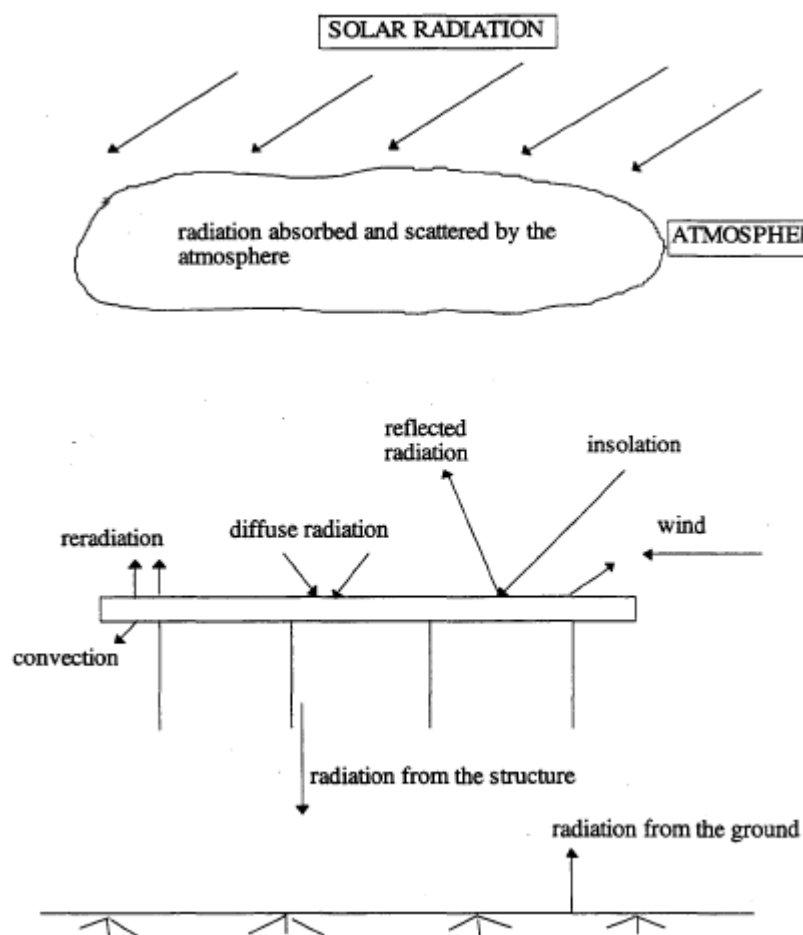


Figure 3.2: Mécanismes de transfert de chaleur des tabliers de pont (tiré de Kappayil, 1996)

### 3.3.1 Méthodes d'estimation de la température effective

Comme les phénomènes de transfert de chaleur sont généralement complexes et puisque les données météorologiques relativement au vent et à la radiation solaire ne sont pas disponibles partout, des méthodes simplifiées d'estimation de la température effective sont recommandées par les normes.

### 3.3.1.1 Méthode de Kuppa

La méthode de Kuppa (Kuppa and Roeder, 1991) est une méthode analytique développée pour évaluer les transferts de chaleur dans des ponts en acier ou en béton. Cette méthode met surtout l'emphase sur des événements extrêmes plutôt que sur des événements communs (Roeder, 2002). Les calculs menant à la relation développée par Kuppa et Roeder (1991) prennent en compte les propriétés du pont, la convection, la radiation, la température de l'air, la présence de nuages et le refroidissement éolien. Ces calculs indiquent que la température effective du tablier la plus chaude est estimée à partir de la moyenne des températures maximales des quatre journées consécutives les plus chaudes. À l'inverse, la température effective du tablier la plus froide est estimée à partir de la moyenne des températures minimales des quatre journées consécutives les plus froides. Par exemple, les équations ci-dessous constituent les relations de Kuppa pour le cas des ponts en béton :

$$T_{AvgMax} = \frac{T_{MaxAir1} + T_{MaxAir2} + T_{MaxAir3} + T_{MaxAir4}}{4} \times 0.953 + 4.6 \text{ (°F)} \quad (3.1)$$

$$T_{AvgMin} = \frac{T_{MinAir1} + T_{MinAir2} + T_{MinAir3} + T_{MinAir4}}{4} \times 1.186 + 17.24 \text{ (°F)} \quad (3.2)$$

où :

$T_{MaxAir i}$  et  $T_{MinAir i}$  représentent respectivement les températures ambiantes maximales et minimales journalières des jours  $i$  variant de 1 à 4.

La méthode de Kuppa est utilisée dans l'AASHTO LRFD (2012) où des courbes d'isocontours sont développées pour les États-Unis et donnent les températures effectives maximales et minimales pour deux types de tablier, en béton ou mixte.

### 3.3.1.2 Méthode de Emerson

La méthode de Emerson (Black, Moss et Emerson, 1976) se base sur des enregistrements de températures pris sur cinq ponts différents en Angleterre sur une période de plusieurs années (Roeder, 2002). Cette méthode empirique est basée sur une corrélation entre la température moyenne de l'air et la température effective minimale du tablier pour une période de 2 jours. Par exemple, cette corrélation est donnée par l'équation suivante pour un tablier en béton :

$$T_{AvgMin} = \frac{T_{MaxAir1} + T_{MinAir1} + T_{MaxAir2} + T_{MinAir2}}{4} \times 1.14 - 3.6 \text{ (}^\circ\text{C)} \quad (3.3)$$

où :

$T_{MaxAir i}$  et  $T_{MinAir i}$  représentent respectivement les températures ambiantes maximales et minimales journalières des jours  $i$  variant de 1 à 2.

La température maximale effective peut être estimée en ajoutant à la température effective minimale l'écart de température journalier. Comme le montre le Tableau 3.8, ces écarts dépendent de la saison et du niveau de dégagement du ciel (Roeder, 2002).

Tableau 3.8 : Écart de température maximal pour les ponts en béton (Roeder, 2002).

	Écart de température journalier (°C)		
	Ciel dégagé et ensoleillé	Ciel nuageux, mais non couvert	Ciel couvert / Pluie / Neige
<b>Hiver</b>	3	1	0
<b>Automne / Printemps</b>	6	3	1
<b>Été</b>	6	4	2

Le calcul des températures effectives maximum suppose donc que la journée la plus chaude survient le même jour que l'écart de température maximum, ce qui est conservateur. En effet, comme l'étude de Emerson (Black, Moss et Emerson, 1976) est basée sur une période de temps limitée et qu'ainsi moins de cas extrêmes ont été enregistrés, certains auteurs constatent que la corrélation proposée a tendance à être conservatrice pour les cas extrêmes, mais en revanche, l'utilisation de cette relation est préférable pour les températures plus modérées (Roeder, 2002).

### 3.3.1.3 Méthode de la norme CSA S6-14

La norme CSA S6-14 préconise une approche basée sur les travaux de Emerson pour estimer les températures effectives minimales et maximales à considérer pour le pont et le site en question (Commentaire CSA S6-14). Pour ce faire, les températures journalières moyennes minimales et



maximales extrêmes de l'historique pour une période de 30 ans sont corrigées en fonction du type de matériaux constituant le tablier de même que la hauteur de poutre.

Les valeurs des températures moyennes historiques maximales et minimales sont données aux Figures A3.1.1 et A3.1.2 du code sous forme d'isocontours, telles que représentées ci-dessous à la Figure 3.3 et à la Figure 3.4 .

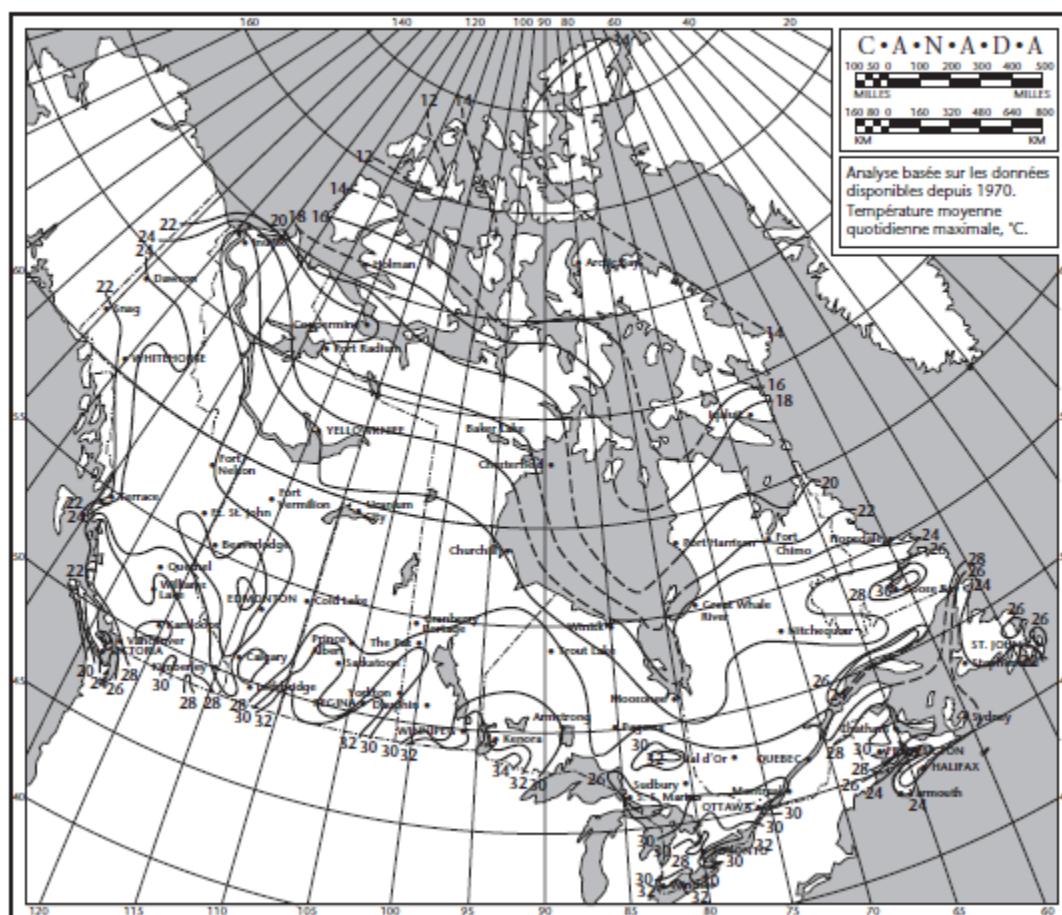


Figure 3.3: Température moyenne quotidienne maximale (tiré de la norme CSA S6-14)

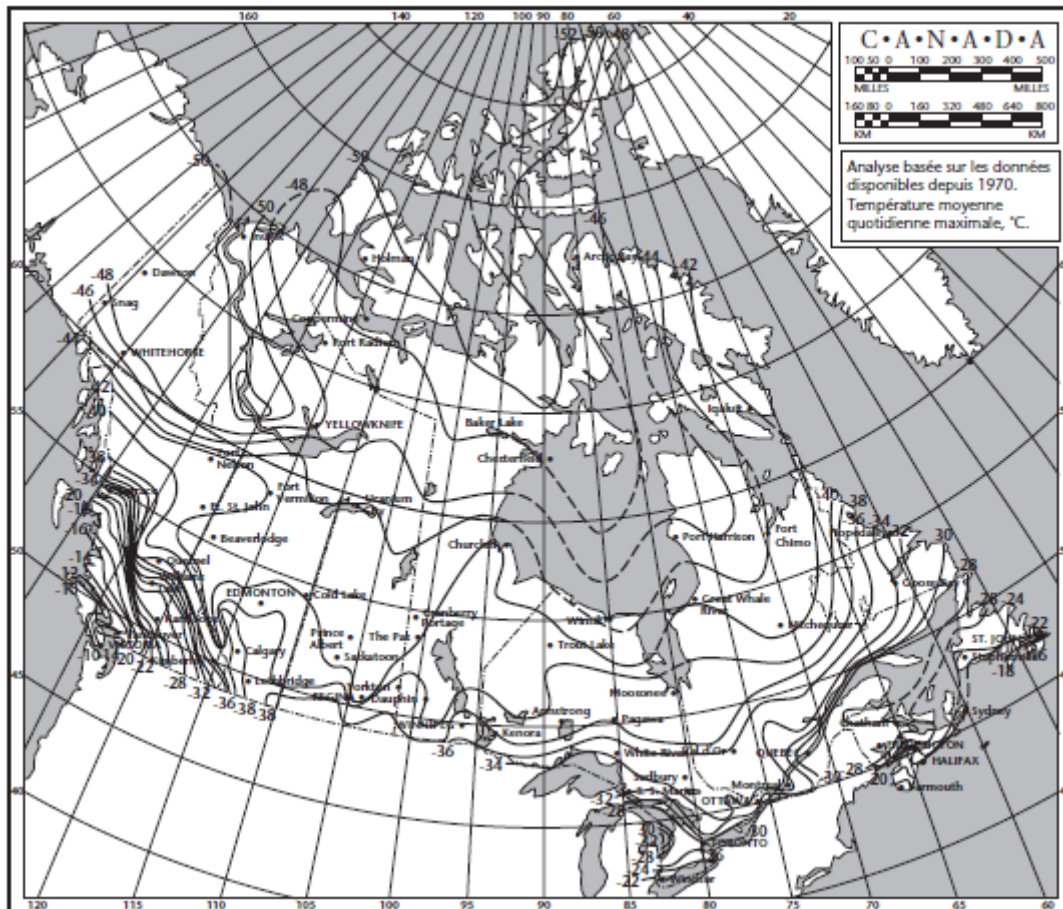


Figure 3.4: Température quotidienne moyenne minimale (tiré de la norme CSA S6-14)

Ces températures sont ensuite corrigées conformément au Tableau 3.9 selon le type d'ossature du tablier et du matériau constitutif de manière à prendre en compte l'inertie thermique et la sensibilité à la radiation. Pour des fins pratiques, on notera ces températures de correction  $\Delta T_{mat}$ . Trois différents types d'ossature sont alors définis soit :

1. Type A : Poutres d'acier, poutres-caissons ou poutres triangulées avec platelages en acier, et poutres triangulées à tablier inférieur
2. Type B : Poutres d'acier, poutres-caissons ou poutres triangulées à tablier supérieur avec platelages en béton
3. Type C : Ossatures en béton avec platelages en béton.

Tableau 3.9: Température de correction selon le type de tablier et de matériau  $\Delta T_{mat}$  (CSA S6-14)

Type d'ossature (Voir l'article 3.9.3)	Température maximale	Température effective minimale
A	25 °C au-dessus de la température moyenne quotidienne maximale	15 °C au-dessous de la température moyenne quotidienne minimale
B	20 °C au-dessus de la température moyenne quotidienne maximale	5 °C au-dessous de la température moyenne quotidienne minimale
C	10 °C au-dessus de la température moyenne quotidienne maximale	5 °C au-dessous de la température moyenne quotidienne minimale

Finalement, une dernière correction est faite pour prendre en compte la hauteur des poutres telle que montrée à la Figure 3.5. Ces températures de correction seront dénotées par  $\Delta T_{hpoutre}$ .

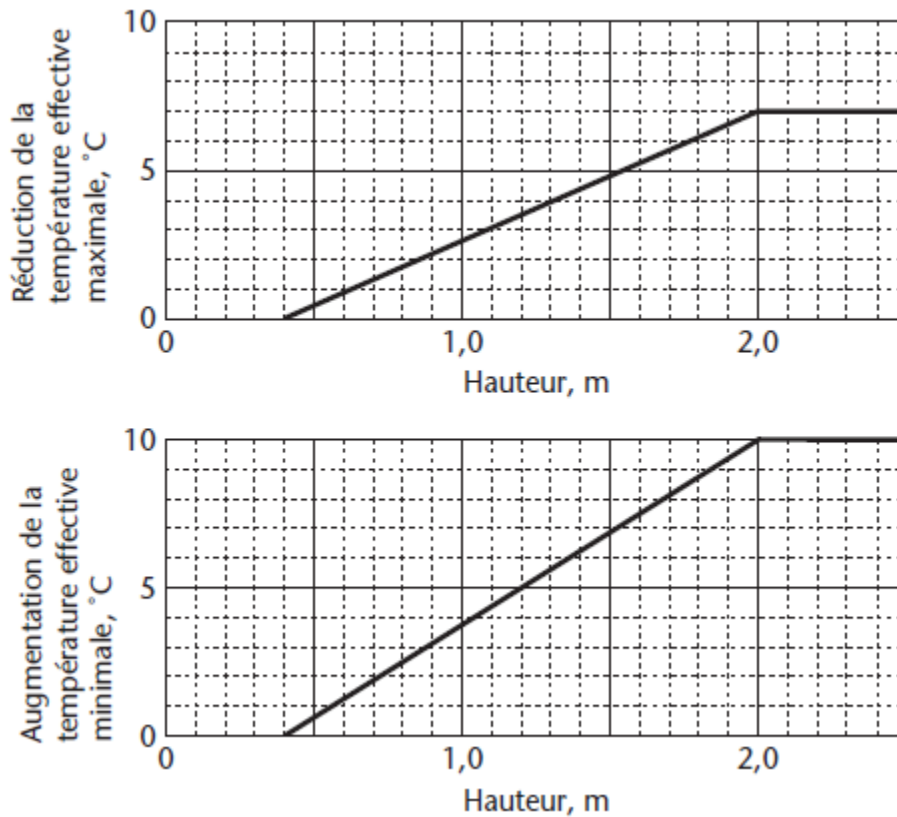


Figure 3.5: Température de correction pour la hauteur de poutre  $\Delta T_{hpoutre}$  (tiré de la norme CSA S6-14)

Les températures effectives sont donc données par :

$$T_{eff} = T_{moy} + \Delta T_{eff} \quad (3.4)$$

où  $T_{moy}$  est la température ambiante moyenne et  $\Delta T_{eff}$  est la température de correction telle que

$$\Delta T_{eff} = \Delta T_{mat} + \Delta T_{hpoutre} \quad (3.5)$$

Ainsi, les températures effectives minimales et maximales du tablier peuvent être obtenues approximativement en écrivant :

$$T_{eff\_min} = T_{moy\_min} + \Delta T_{mat\_min} + \Delta T_{hpoutre\_min} \quad (3.6)$$

$$T_{eff\_max} = T_{moy\_max} + \Delta T_{mat\_max} + \Delta T_{hpoutre\_max} \quad (3.7)$$

La méthode de la norme est utilisée pour les analyses ci-dessous.

### 3.3.2 Calcul du raccourcissement et de la dilatation thermique des tabliers

Les mouvements thermiques d'un tablier de pont sont dus à la dilatation et à la contraction des matériaux constitutifs sous l'effet des changements de température. Ces déformations thermiques sont fonction de la variation de température  $\Delta T$  subie par le matériau et de la nature de ce dernier, soit sa tendance à changer de volume selon la température, défini par le coefficient de dilatation thermique  $\alpha$ . La dilatation thermique longitudinale d'un tablier de pont est donc donnée par :

$$\delta = \alpha_{tablier} L \Delta T \quad (3.8)$$

où

$\delta$  = Contraction ou dilatation longitudinale du tablier (m)

$\alpha_{tablier}$  = Coefficient de dilatation thermique du tablier (m/m/°C)

$L$  = Longueur du tablier continu (m)

$\Delta T$  = Variation de température (°C) entre les températures effectives maximales et minimales du tablier et la température effective au moment de la construction

Les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton sont approximativement  $13 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  et  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , respectivement. Le coefficient de dilatation thermique d'un tablier mixte peut alors être déterminé à l'aide de l'équation :

$$\alpha_{tablier} = \frac{\alpha_s A_s E_s + \alpha_c A_c E_c}{A_s E_s + A_c E_c} \quad (3.9)$$

## **CHAPITRE 4 POTENTIEL DE RAIDISSEMENT THERMIQUE DES ISOLATEURS AU CANADA**

Le froid peut avoir des effets sur plusieurs composantes des ponts. Ces effets sont particulièrement marqués pour les matériaux en élastomère qui composent les isolateurs sismiques, par l'entremise du raidissement thermique. Pour évaluer les effets du froid sur les structures isolées sismiquement, il est avant tout nécessaire de connaître quel est le niveau d'intensité d'exposition au froid sur le site de la structure. De plus, dans le contexte d'événements sismiques, ce niveau d'intensité d'exposition au froid ne doit pas correspondre à un événement extrême, mais plutôt à un événement de récurrence modérée, de manière à ce qu'il puisse être possiblement concomitant avec un séisme.

Ce chapitre présente, dans un premier lieu, une analyse du climat canadien permettant de quantifier le froid sur une base probabiliste pour évaluer le raidissement thermique des isolateurs en élastomère. En second lieu, à l'aide de ces résultats, une évaluation des recommandations de la norme S6-14 est faite en ce qui concerne les expositions au froid à considérer pour des ponts isolés sismiquement.

### **4.1 Quantification du froid pour l'évaluation du raidissement thermique des isolateurs**

#### **4.1.1 Banque de données et notation**

Une large banque de données d'enregistrements météorologiques incluant des mesures de températures fournies par Environnement Canada (2014) est utilisée dans ce travail. Les données d'un total de 6448 stations environnementales à travers le pays sont analysées. Les stations sont triées en quatre catégories selon le nombre d'années pour lesquelles les enregistrements sont disponibles. Il y a 4205 stations avec des observations couvrant moins de 15 ans, 556 stations couvrant entre 15 et 25 ans, 1128 stations couvrant entre 25 et 50 ans et 559 stations couvrant plus de 50 ans.

Dans une première phase, 36 localités sont sélectionnées pour refléter une représentation géographique adéquate des principaux centres urbains à travers le Canada. Les analyses des historiques de température des 36 localités sont présentées à la section 4.1.2. Une plus large analyse utilisant plus de stations et une plus grande distribution géographique est représentée plus loin dans la section 4.1.3. Les données de température utilisées pour chacune des 36 localités couvrent au moins les dernières 50 années. La banque de données inclut : (i) les températures minimales journalières  $T_{\min}$ , (ii) les températures maximales journalières  $T_{\max}$ , et (iii) les températures moyennes journalières  $T_{\text{moy}}$  qui correspondent à la moyenne des températures maximales et minimales journalière, i.e.  $T_{\text{moy}} = (T_{\min} + T_{\max})/2$ . Il est à noter que les données climatiques utilisées consistent en la température de l'air à l'ombre mesurée par un thermomètre dans un abri situé à une hauteur d'approximativement 1.5 m au-dessus du sol (Environnement Canada, 2015). Les enregistrements ne tiennent pas en compte les effets du refroidissement éolien ni de l'humidex.

On détermine en premier lieu les températures minimales et maximales historiques, dénotées par  $T_{\min}^*$  et  $T_{\max}^*$ , respectivement, de même que les températures journalières moyennes historiques maximales et minimales dénotées  $T_{\text{moy}}^{*(-)}$  et  $T_{\text{moy}}^{*(+)}$ , respectivement, pour chacune des périodes considérées, à partir des données de températures journalières minimales, maximales et moyennes respectivement pour chaque localité. Les températures moyennes  $T_{\text{moy}}$  sur le nombre d'années  $NA$  de données disponibles à chaque localité de même que les écarts types  $\sigma$  sont calculés. Ces informations sont présentées au Tableau 4.1 pour toutes les localités étudiées dans ce travail.

Tableau 4.1: Données générales de températures pour les 36 localités étudiées

Localité	$T_{\min}^*$ (°C)	$T_{\max}^*$ (°C)	$T_{\text{moy}}^{*(-)}$ (°C)	$T_{\text{moy}}^{*(+)}$ (°C)	$T_{\text{moy}}$ (°C)	$\sigma$ (°C)	$NA$ (Années)
Baie-Comeau (QC)	-47.2	32.8	-34.5	23.9	1.9	11.2	52.4
Calgary (AB)	-45.0	36.1	-41.7	29.5	3.8	11.2	130.2
Chatham (ON)	-28.3	40.0	-23.1	32.3	9.2	10.5	71.2
Chicoutimi (QC)	-45.0	39.4	-38.1	30.3	2.8	12.9	124.8
Edmonton (AB)	-48.3	34.9	-41.4	26.8	3.4	12.4	65.3
Fort McMurray (AB)	-53.7	38.9	-48.7	29.2	0.1	14.5	91.9
Fort St John (BC)	-45.1	33.6	-41.8	26.2	1.9	12.8	66.2

Tableau 4.1: Données générales de températures pour les 36 localités étudiées (Suite)

Localité	$T_{\min}^*$ (°C)	$T_{\max}^*$ (°C)	$T_{\text{moy}}^{(-)}$ (°C)	$T_{\text{moy}}^{(+)}$ (°C)	$T_{\text{moy}}$ (°C)	$\sigma$ (°C)	$NA$ (Années)
Fredericton (NB)	-38.9	38.9	-29.5	28.9	5.5	11.1	100.0
Gaspé (QC)	-41.7	36.0	-33.4	28.1	3.1	11.0	89.8
Grande Prairie (AB)	-52.2	35.6	-48.3	25.1	1.8	13.0	78.2
Halifax (NS)	-26.0	34.4	-21.5	29.2	7.4	8.9	62.5
Kamloops (BC)	-37.2	40.6	-32.5	32.7	8.8	9.8	62.5
Kapuskasing (ON)	-47.2	37.8	-39.2	30.0	0.8	13.9	95.6
Kingston (ON)	-35.6	35.6	-30.0	30.0	7.1	11.0	110.6
La Malbaie (QC)	-40.0	37.2	-32.0	31.1	3.4	11.4	76.2
Lethbridge (AB)	-42.8	38.1	-38.9	27.6	5.4	11.3	98.9
Montreal (QC)	-35.2	37.6	-31.4	30.3	6.5	12.0	142.8
Ottawa (ON)	-38.9	37.8	-35.3	31.1	5.9	12.3	119.3
Prince Albert (SK)	-50.0	38.8	-42.5	29.3	0.9	14.4	65.1
Prince George (BC)	-50.0	36.0	-41.5	25.0	3.8	10.3	67.1
Prince-Rupert (BC)	-24.4	32.2	-18.9	22.3	7.4	5.2	103.3
Québec (QC)	-36.7	35.6	-32.5	28.9	4.3	12.0	134.4
Regina (SK)	-50.0	43.3	-43.3	32.5	2.2	14.1	118.6
Saskatoon (SK)	-50.0	40.6	-48.1	32.1	1.7	14.3	114.6
Sept-Îles (QC)	-43.3	32.2	-32.8	23.6	1.0	11.2	59.7
Sherbrooke (QC)	-42.0	35.0	-31.5	29.5	5.4	11.8	55.3
St John's (NL)	-23.8	31.5	-21.3	24.3	4.9	8.1	70.4
Sudbury (ON)	-42.8	37.8	-33.9	29.5	4.1	12.4	62.6
Thunder Bay (ON)	-43.2	40.3	-33.6	27.3	2.6	12.3	63.1
Toronto (ON)	-32.8	40.6	-27.2	33.1	8.2	10.4	174.3
Val-d'Or (QC)	-43.9	36.1	-38.6	28.4	1.7	13.3	54.2
Vancouver (BC)	-17.8	34.4	-14.5	28.4	10.1	5.8	75.7
Victoria (BC)	-15.6	35.3	-13.7	26.8	10.1	4.7	101.1
Wabush (NL)	-47.8	33.3	-38.4	25.5	-3.2	13.7	52.0
Williams Lake (BC)	-42.8	41.1	-36.7	29.2	4.6	9.8	61.6
Winnipeg (MB)	-45.0	40.6	-38.6	30.9	2.6	14.5	70.5

Lorsque cinq observations consécutives de température ou moins sont manquantes, dans les données de températures moyennes journalières d'Environnement Canada (2015), les valeurs



manquantes sont approchées par interpolation linéaire. Cette opération est menée pour minimiser les discontinuités dans les données qui peuvent affecter les résultats lorsque le nombre de jours consécutifs sous une certaine température est à l'étude. À Chicoutimi par exemple, en moyenne 3.9 valeurs manquantes par années ont été ajoutées par interpolation. Ne pas faire de telles interpolations mène dans un certain cas à une sous-estimation de 1.87 jour du nombre de jours consécutif pour une fréquence de 1%. Il a été vérifié que les interpolations réalisées n'aient pratiquement aucun effet sur la moyenne globale des observations aux sites concernées.

Finalement, par souci de clarté, la notation suivante est introduite pour désigner les températures :  $T_i$ ,  $i = 1..8$ , variant de  $-10^{\circ}\text{C}$  to  $-45^{\circ}\text{C}$ , i.e.  $T_1 = -10^{\circ}\text{C}$ ,  $T_2 = -15^{\circ}\text{C}$ ,  $T_3 = -20^{\circ}\text{C}$ ,  $T_4 = -25^{\circ}\text{C}$ ,  $T_5 = -30^{\circ}\text{C}$ ,  $T_6 = -35^{\circ}\text{C}$ ,  $T_7 = -40^{\circ}\text{C}$  et  $T_8 = -45^{\circ}\text{C}$ .

## 4.1.2 Analyses, résultats et discussions

### 4.1.2.1 Évaluation des températures d'exposition relativement au raidissement thermique instantané

Le raidissement thermique peut se produire sur une courte période d'exposition aux basses températures, i.e. quelques heures. En conséquence, les études de ce phénomène nécessitent l'évaluation des températures minimales journalières (Yakut et al., 2001). Pour une localité donnée, dans un premier temps on calcule le nombre d'occurrences  $N_1(T_i)$ ,  $i = 1..8$ , où la température minimale est sous une valeur  $T_i$  pour tout l'historique des enregistrements. La valeur de la température maximale de  $T_1 = -10^{\circ}\text{C}$  est posée puisqu'aucun raidissement thermique considérable n'est observable à des températures plus hautes pour un élastomère adéquat pour un environnement nordique. Comme le raidissement thermique instantané est maximisé avec des températures plus basses, une température minimale de  $T_8 = -45^{\circ}\text{C}$  est adoptée pour couvrir les localités les plus froides considérées dans cette étude comme il sera montré plus loin. La fréquence  $F_1(T_i)$  correspondante aux fois où la température minimale journalière est sous une valeur cible  $T_i$  et peut alors être obtenue par  $N_1(T_i)/NLTD$ , où  $NLTD$  dénote le nombre de lectures de température disponible à l'endroit considéré. Dans cette section, les fréquences  $F_1(T_i)$ ,  $i = 1..8$ , sont déterminées pour les 36 localités décrites précédemment.

Le Tableau 4.2 contient les fréquences  $F_1(T_i)$ ,  $i = 1..8$ , obtenues pour les 36 lieux à l'étude. Les résultats montrent qu'à certaines localités chaudes, comme Vancouver et Victoria, le raidissement instantané est hautement improbable, avec des fréquences n'excédant pas 0.5% même pour des températures aussi chaudes que  $T_1 = -10^\circ\text{C}$ , qui ne peuvent induire que de faible raidissement thermique (Yakut and Yura 2002). À l'opposé, des fréquences élevées à d'autres localités comme Fort McMurray, i.e.  $F_1(-10^\circ\text{C})$  supérieures à 30% et  $F_1(-40^\circ\text{C})$  supérieures à 1%, traduisent un potentiel significatif de raidissement thermique en terme d'intensité et de fréquence. Les résultats au Tableau 4.2 peuvent être utilisés pour orienter les choix de performance requise pour la sélection d'isolateurs de ponts appropriés. Par exemple, les fréquences correspondantes aux températures sous  $-10^\circ\text{C}$  et  $-20^\circ\text{C}$  à Montréal sont respectivement 18% et 3.7%. Cela veut dire qu'en moyenne, les températures à Montréal sont sous  $-10^\circ\text{C}$  et  $-20^\circ\text{C}$  environ 73 et 14 jours par années respectivement. Ce type d'information serait par exemple utile pour faire le choix entre deux types d'isolateurs de pont en élastomère sujets à un raidissement thermique significatif sous  $-10^\circ\text{C}$  et  $-20^\circ\text{C}$ , respectivement.

Tableau 4.2: Fréquences correspondantes aux températures journalières minimales  $T_{min}$  pour les 36 localités étudiées.

Location	Température journalière minimale $T_{min}$							
	$-10^\circ\text{C}$	$-15^\circ\text{C}$	$-20^\circ\text{C}$	$-25^\circ\text{C}$	$-30^\circ\text{C}$	$-35^\circ\text{C}$	$-40^\circ\text{C}$	$-45^\circ\text{C}$
Baie-Comeau (QC)	26.0%	18.5%	11.1%	5.1%	1.5%	0.3%	0.1%	0.0%
Calgary (AB)	21.5%	13.4%	8.0%	4.1%	1.6%	0.4%	0.0%	0.0%
Chatham (ON)	7.5%	2.6%	0.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
Chicoutimi (QC)	27.3%	19.6%	13.2%	7.1%	2.7%	0.6%	0.1%	0.0%
Edmonton (AB)	23.1%	15.0%	9.0%	4.6%	1.7%	0.3%	0.1%	0.0%
Fort McMurray (AB)	34.9%	26.8%	19.2%	12.7%	7.9%	4.0%	1.4%	0.3%
Fort St John (BC)	26.0%	18.9%	12.2%	6.5%	2.9%	0.9%	0.1%	0.0%
Fredericton (NB)	19.1%	11.2%	5.3%	1.7%	0.3%	0.0%	0.0%	0.0%
Gaspé (QC)	24.1%	15.1%	7.2%	2.2%	0.3%	0.0%	0.0%	0.0%
Grande Prairie (AB)	28.9%	20.7%	13.4%	7.9%	4.0%	1.9%	0.6%	0.1%
Halifax (NS)	7.8%	2.1%	0.2%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
Kamloops (BC)	6.7%	3.1%	1.3%	0.5%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%
Kapuskasing (ON)	31.9%	24.8%	18.0%	12.0%	6.6%	2.5%	0.4%	0.0%
Kingston (ON)	14.6%	7.4%	2.9%	0.7%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%

Tableau 4.2: Fréquences correspondantes aux températures journalières minimales  $T_{\min}$  pour les 36 localités étudiées. (Suite)

Location	Température journalière minimale $T_{\min}$							
	-10°C	-15°C	-20°C	-25°C	-30°C	-35°C	-40°C	-45°C
La Malbaie (QC)	24.9%	15.9%	8.7%	3.2%	0.6%	0.0%	0.0%	0.0%
Lethbridge (AB)	18.5%	12.2%	7.6%	3.9%	1.6%	0.4%	0.1%	0.0%
Montréal (QC)	18.0%	9.5%	3.7%	0.8%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%
Ottawa (ON)	20.0%	12.2%	6.1%	2.2%	0.5%	0.1%	0.0%	0.0%
Prince Albert (SK)	33.3%	25.5%	18.4%	11.8%	6.8%	2.8%	0.8%	0.1%
Prince George (BC)	16.5%	10.0%	6.0%	3.5%	1.8%	0.8%	0.2%	0.1%
Prince-Rupert (BC)	1.6%	0.4%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
Québec (QC)	22.4%	13.9%	6.8%	2.2%	0.4%	0.0%	0.0%	0.0%
Regina (SK)	30.9%	21.9%	14.8%	8.9%	4.4%	1.6%	0.3%	0.0%
Saskatoon (SK)	31.6%	22.8%	15.6%	9.8%	5.1%	1.9%	0.4%	0.0%
Sept-Îles (QC)	28.7%	20.0%	12.2%	5.6%	1.7%	0.2%	0.0%	0.0%
Sherbrooke (QC)	19.8%	12.7%	6.9%	2.9%	0.9%	0.2%	0.0%	0.0%
St John's (NL)	8.6%	1.8%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
Sudbury (ON)	24.2%	16.1%	9.1%	4.0%	1.4%	0.3%	0.0%	0.0%
Thunder Bay (ON)	27.7%	20.1%	13.0%	6.6%	2.2%	0.3%	0.0%	0.0%
Toronto (ON)	9.3%	3.4%	0.8%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
Val-d'Or (QC)	30.4%	23.5%	16.2%	9.7%	4.3%	1.1%	0.1%	0.0%
Vancouver (BC)	0.5%	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
Victoria (BC)	0.1%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%
Wabush (NL)	39.6%	31.6%	24.5%	17.4%	10.2%	3.6%	0.6%	0.0%
Williams Lake (BC)	14.7%	7.8%	4.1%	2.0%	0.8%	0.2%	0.0%	0.0%
Winnipeg (MB)	29.6%	22.3%	15.6%	9.0%	3.6%	0.7%	0.1%	0.0%

#### 4.1.2.2 Évaluation des expositions au froid relativement à la cristallisation

Dans cette section, on considère des températures  $T_i$ ,  $i = 1..6$ , variant de  $-10^\circ\text{C}$  to  $-35^\circ\text{C}$ , i.e.  $T_1 = -10^\circ\text{C}$ ,  $T_2 = -15^\circ\text{C}$ ,  $T_3 = -20^\circ\text{C}$ ,  $T_4 = -25^\circ\text{C}$ ,  $T_5 = -30^\circ\text{C}$  et  $T_6 = -35^\circ\text{C}$ . Pour une localité donnée, on calcule le nombre d'occurrences  $N_C(T_i, J)$ , pour lesquelles la température moyenne journalière est sous une valeur  $T_i$ , pour  $J$  jours consécutifs, où  $J$  varie entre 1 et 28 jours. Il est à noter que les températures moyennes journalières sont utilisées plutôt que les températures minimales journalières puisqu'elles procurent un enregistrement de température moins discontinue

dans le temps, ce qui est préférable pour l'évaluation de la cristallisation (Yakut et al., 2001). Le choix de l'utilisation de la température moyenne comme température de référence pour la cristallisation est discuté plus en profondeur à la section 4.2. La valeur minimale de température considérée de  $-35^{\circ}\text{C}$  est basée sur les conclusions d'une étude de Roeder et Stanton (1990) qui stipulent que cette température est la plus critique pour la cristallisation des élastomères. Le nombre maximum de jours consécutifs considérés, i.e. 28 jours, est basé sur l'étude de Roeder et Stanton (1990) qui mentionne que la cristallisation n'augmente plus au-delà d'une telle période. La fréquence  $F_C(T_i, J)$  correspondante aux observations où la température moyenne journalière à un endroit donné est maintenue sous une valeur cible  $T_i$ , pour  $J$  jours consécutifs, est obtenu par  $N(T_i, J)/NLTD$ . Par exemple, la Figure 4.1 montre la variation de fréquences  $F_C(T_i, J)$ ,  $i=1..6$ , déterminées pour les villes de Montréal, Saskatoon et Vancouver. La figure révèle une fréquence  $F_C(-10^{\circ}\text{C}, 8)$  de 1% à Montréal, ce qui veut dire que le nombre moyen de fois par année que la température moyenne journalière à cette localité est sous  $-10^{\circ}\text{C}$  pour 8 jours consécutifs est 3.65. À Saskatoon, une fréquence  $F_C(-15^{\circ}\text{C}, 12)$  de 2% signifie que le nombre moyen de fois par année où la température à cette location reste sous  $-15^{\circ}\text{C}$  pour 12 jours consécutifs est de 7.3. À Vancouver, les fréquences pour toutes les températures et nombres de jours consécutifs sont sous 1%. La Figure 4.1 peut aussi être utilisée pour trouver le nombre de jours consécutifs  $J$  sous une température donnée  $T_i$  en fonction de la fréquence. Par exemple, les nombres de jours consécutifs sous une température de  $-10^{\circ}\text{C}$  à Montréal, Saskatoon et Vancouver pour une fréquence de 1% sont 8, 28 et 0 respectivement.

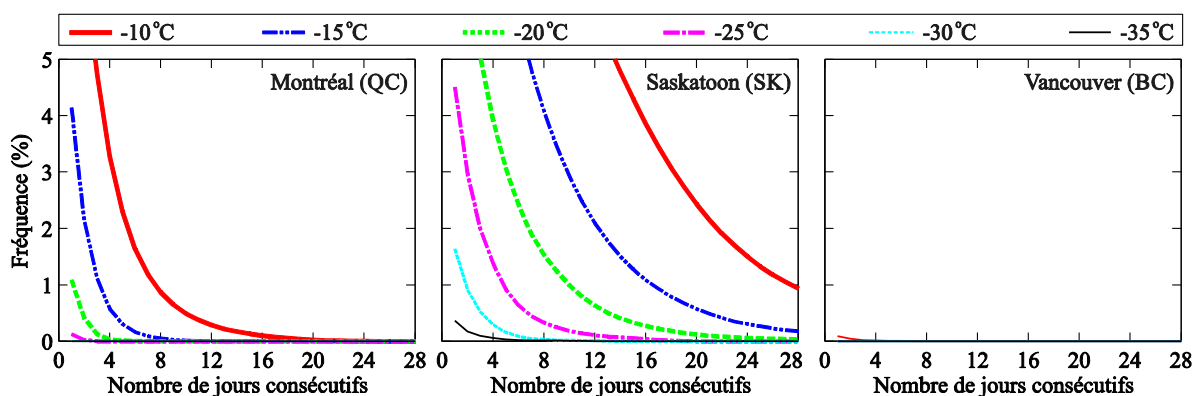


Figure 4.1: Exemples de variation des fréquences  $F(T_i, J)$ ,  $i=1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutifs  $J$  sous une température  $T_i$  pour les villes de Montreal, Saskatoon et Vancouver.

Les figures 4.2 à 4.4 illustrent la variation des fréquences  $F_C(T_i, J)$ ,  $i=1..6$ , décrit précédemment en fonction du nombre de jours consécutif  $J$  correspondant, observé aux 36 localités à l'étude. Les résultats sont présentés en ordre alphabétique pour faciliter la recherche des localités et des résultats y étant associés. La même échelle pour les axes des fréquences, i.e. jusqu'à 5%, est utilisée pour permettre la comparaison des résultats entre les différentes localités.

Les résultats aux figures 4.2 à 4.4 montrent que malgré le fait que le climat canadien soit connu pour être un climat typiquement nordique, le degré d'exposition au froid est en fait très variable géographiquement. En effet, à certaines localités comme Vancouver et Prince-Rupert, la fréquence correspondante à une température moyenne journalière sous  $-10^{\circ}\text{C}$  pour un jour est de moins de 0.5%, alors que pour d'autres localités comme Régina, la même fréquence, i.e. 0.5%, correspond à une température moyenne journalière que  $-35^{\circ}\text{C}$ , pour une journée. Les résultats de cette étude montrent aussi que : (i) pour certaines localités, comme Wabush, la fréquence correspondante à une température moyenne journalière sous  $-10^{\circ}\text{C}$  ne diminue pas en deçà de 5% pour tous les nombres de jours consécutifs considérés, (ii) pour toutes les localités étudiées, les fréquences correspondantes à une température moyenne sous  $-35^{\circ}\text{C}$  n'excèdent pas 1% pour tous les nombres de jours consécutifs considérés, et (iii) à l'exception de la plupart des sites dans les Prairies, peu de localités sont exposées à des températures moyennes sous  $-30^{\circ}\text{C}$ .

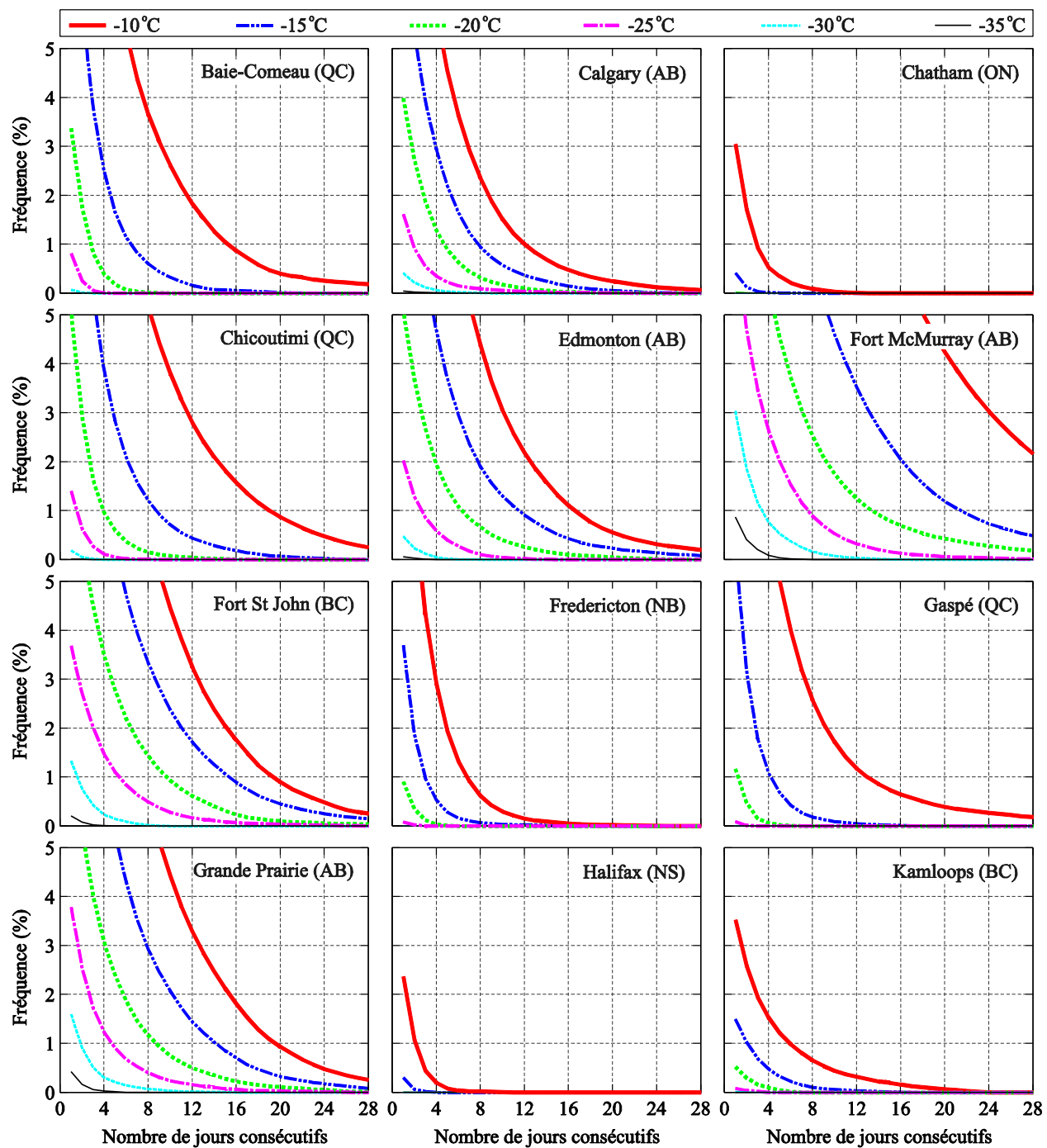


Figure 4.2: Fréquence  $F(T_i, J)$ ,  $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutif  $J$  sous les températures  $T_i$ , pour plusieurs localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Baie-Comeau (QC) à Kamloops (BC)

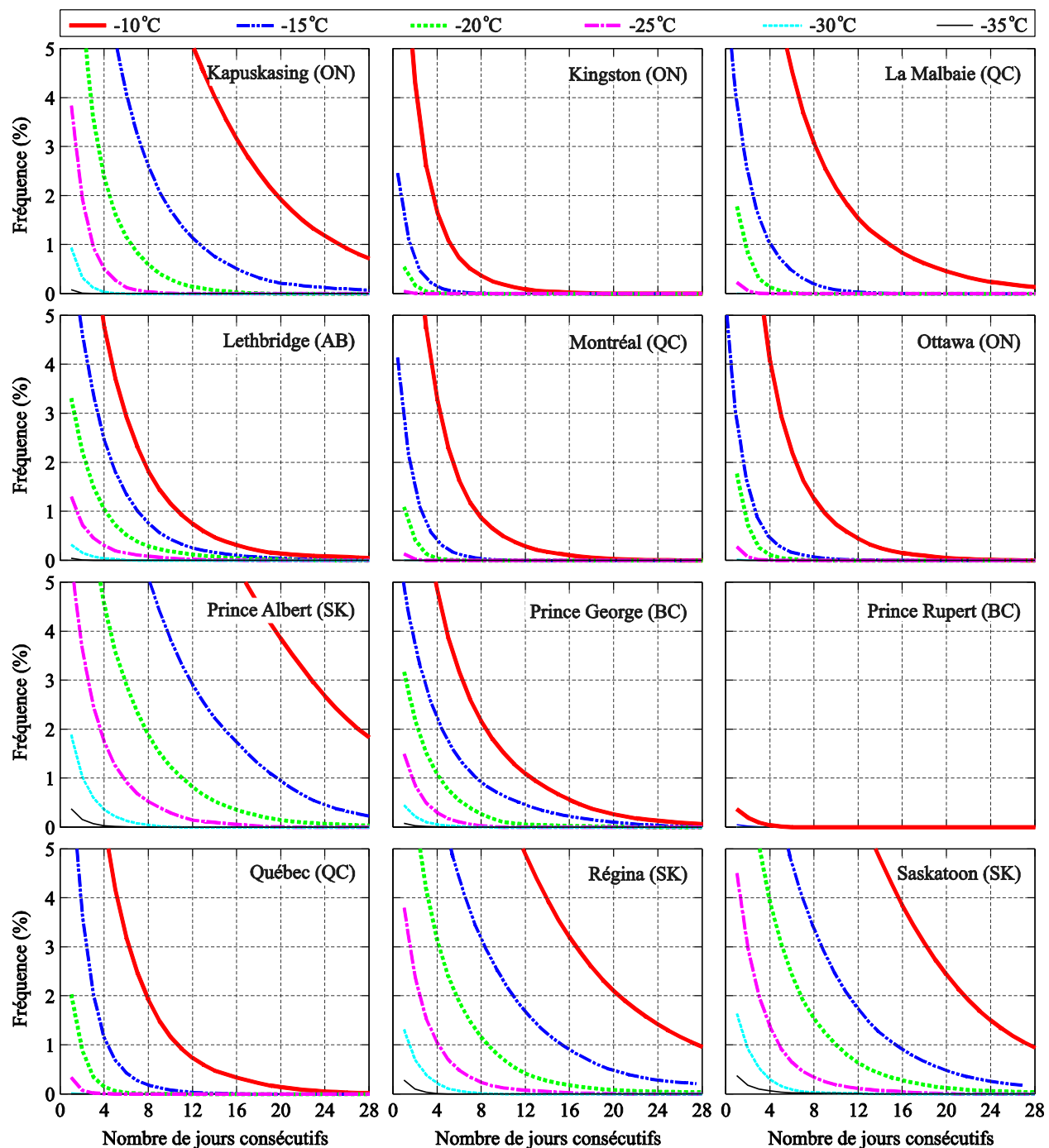


Figure 4.3: Fréquence  $F(T_i, J)$ ,  $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutif  $J$  sous les températures  $T_i$ , pour plusieurs localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Kapuskasing (ON) à Saskatoon (SK).

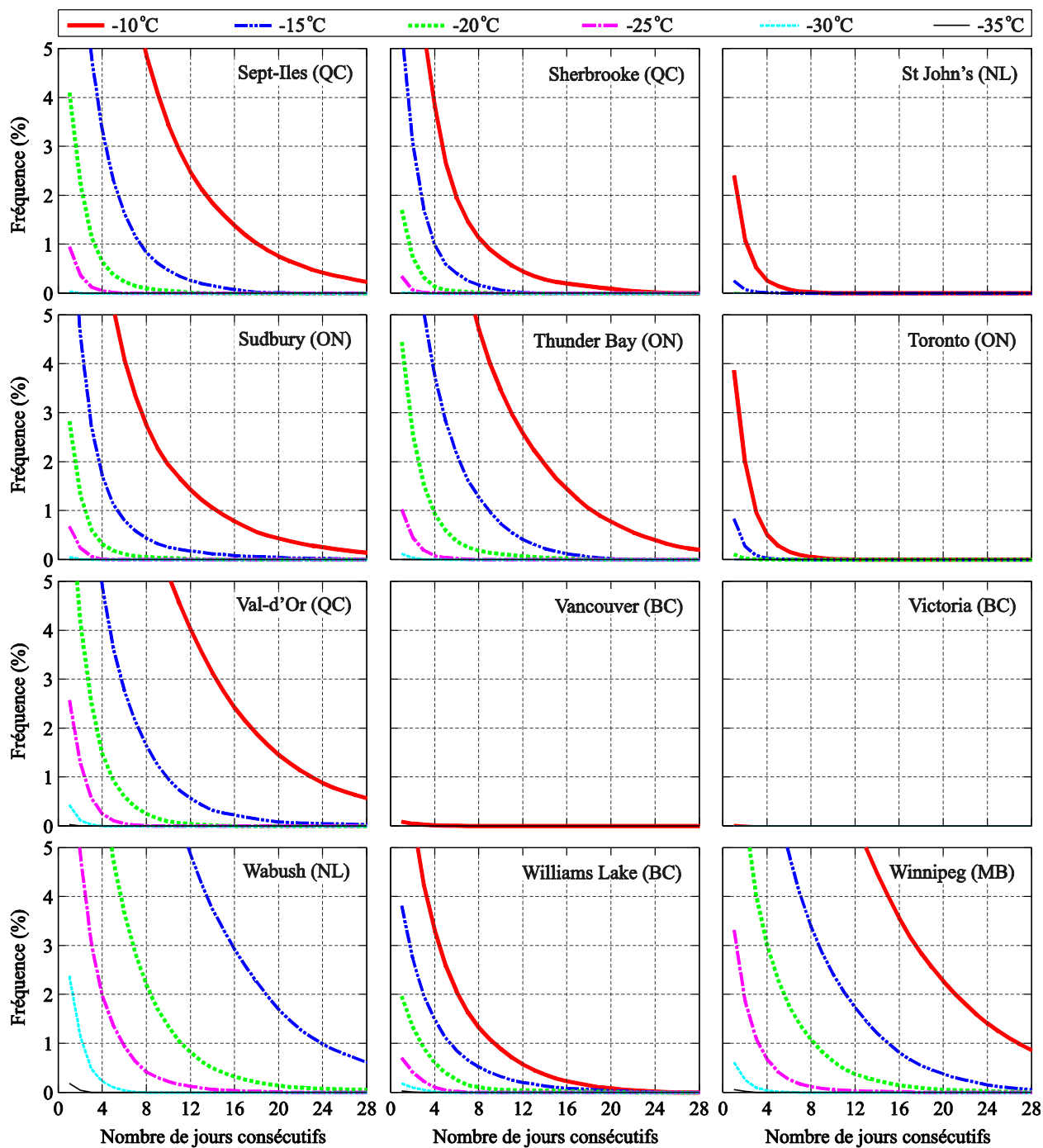


Figure 4.4: Fréquence  $F(T_i, J)$ ,  $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutif  $J$  sous les températures  $T_i$ , pour plusieurs localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Sept-Îles (QC) à Winnipeg (MB).



Il est aussi observé à partir des figures 4.2 à 4.4 que pour une fréquence donnée, l'espacement entre les courbes décrivant les fréquences en fonction du nombre de jours consécutifs varie selon l'emplacement. En effet, dans des villes comme Calgary, Prince George et Fort McMurray, l'espacement entre les courbes est presque constant, alors que dans d'autres villes comme Montréal, Chicoutimi et Wabush, l'espacement entre ces courbes augmente graduellement avec des températures croissantes. On note généralement un taux de décroissance approximativement exponentiel du nombre de jours consécutifs  $J$  en fonction des températures décroissantes de  $T_1$  à  $T_6$  dans l'Est canadien, alors que ce taux de décroissance est plutôt linéaire dans l'Ouest canadien. La Figure 4.5 illustre ces tendances pour Montréal, Chicoutimi et Wabush, situés dans l'Est canadien, et Calgary, Prince George et Fort McMurray dans l'Ouest canadien.

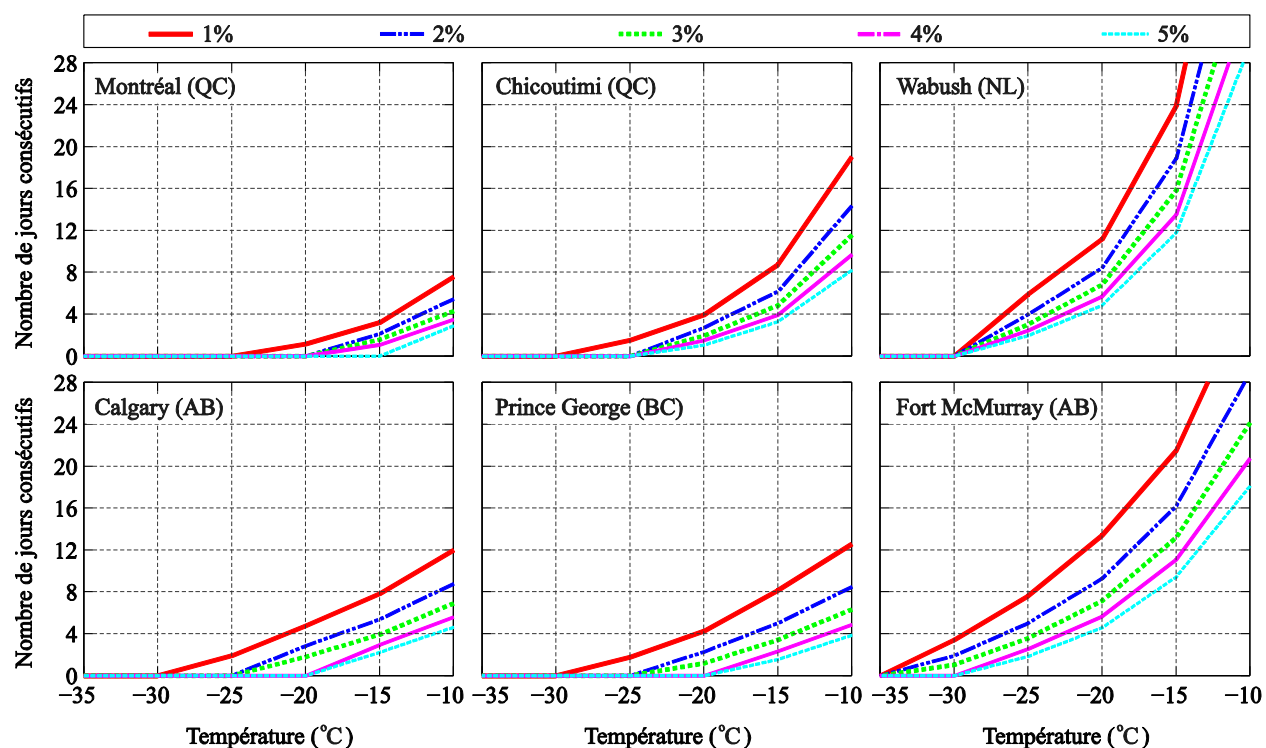


Figure 4.5: Exemples de taux de décroissance du nombre de jours consécutifs  $J$  sous des températures diminuant de  $T_1$  à  $T_6$ .

Il est important d'évaluer la sensibilité des résultats vis-à-vis le nombre d'années d'observation incluses dans l'historique de températures analysé à un endroit donné. La Figure 4.6 montre des exemples de variation du nombre de jours consécutifs  $J$  sous des températures de  $T_1$  à  $T_6$  en

fonction du nombre d'années d'observations  $NA$ , i.e. 15, 25, 35, 45, 55, 75 et  $> 100$  ans, inclus dans l'analyse, en considérant une fréquence de 1%. Il peut être observé pour les localités observées que les effets du nombre d'années incluses dans ce type d'analyse sont généralement non significatifs, impliquant peu de variation de température d'une année à l'autre. Cela est par exemple le cas pour Montréal et Sept-Îles. Cependant, il peut être observé à partir de la même figure que de courtes périodes d'observations, i.e. environ 15 ans, puissent induire des tendances différentes de celles observées avec des périodes d'observations plus longues. C'est par exemple le cas d'Edmonton, Calgary, Fort McMurray et Val d'Or. Les mêmes types de résultats montrés à la Figure 4.6 sont déterminés pour les 30 autres localités considérées dans ce travail, mais ne sont pas présentées ici par souci de brièveté. L'analyse de ces résultats mène à des conclusions similaires. En conséquence, des données de température couvrant au moins les 50 dernières années devraient être utilisées lorsque disponible. Autrement, un historique de température de plus de 25 ans s'est montré acceptable, encore une fois pour des fréquences d'au moins 1%.

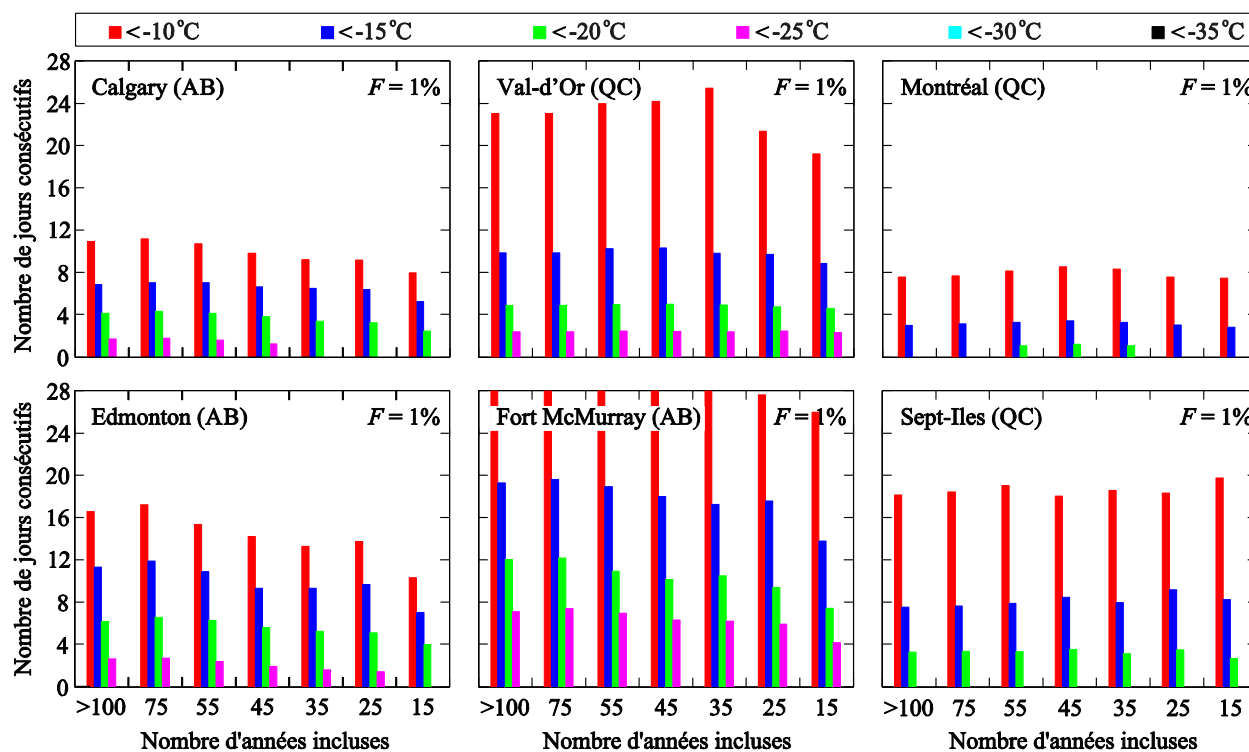


Figure 4.6: Exemples de variation du nombre de jours consécutifs  $J$  sous des températures de  $T_1$  à  $T_6$  en fonction du nombre d'années incluses dans l'analyse, en considérant une fréquence de 1%

Comme mentionné précédemment, le nombre de jours consécutifs sous une certaine température influence le comportement des appareils d'appuis en élastomère, notamment en changeant leur module de cisaillement, qui est critique pour déterminer la capacité de l'isolateur à accommoder les déplacements du pont et à transférer les forces de cisaillement à la sous-structure du pont. Yakut et Yura (2002) ont réalisé des essais en cisaillement sur des appareils d'appuis en élastomère de taille réelle à des températures de  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $-20^{\circ}\text{C}$  et  $-30^{\circ}\text{C}$  sur une période de 21 jours pour évaluer les effets du froid sur la rigidité en cisaillement. Les appareils d'appuis testés sont faits avec un matériau de résistance au froid de grade 3 selon l'AASHTO. La Figure 4.7 montre le ratio entre la rigidité en cisaillement à basse température, et la rigidité en cisaillement à température pièce  $G_{\text{froid}}/G_{\text{pièce}}$ , mesurés par Yakut et Yura (2002) pour deux appareils d'appui faits d'élastomères différents. Les deux matériaux, dénotés NR100 et NR150 sont des caoutchoucs naturels dont les modules de cisaillement sont respectivement de 0.69 et 1.03 MPa (100 et 150 psi).

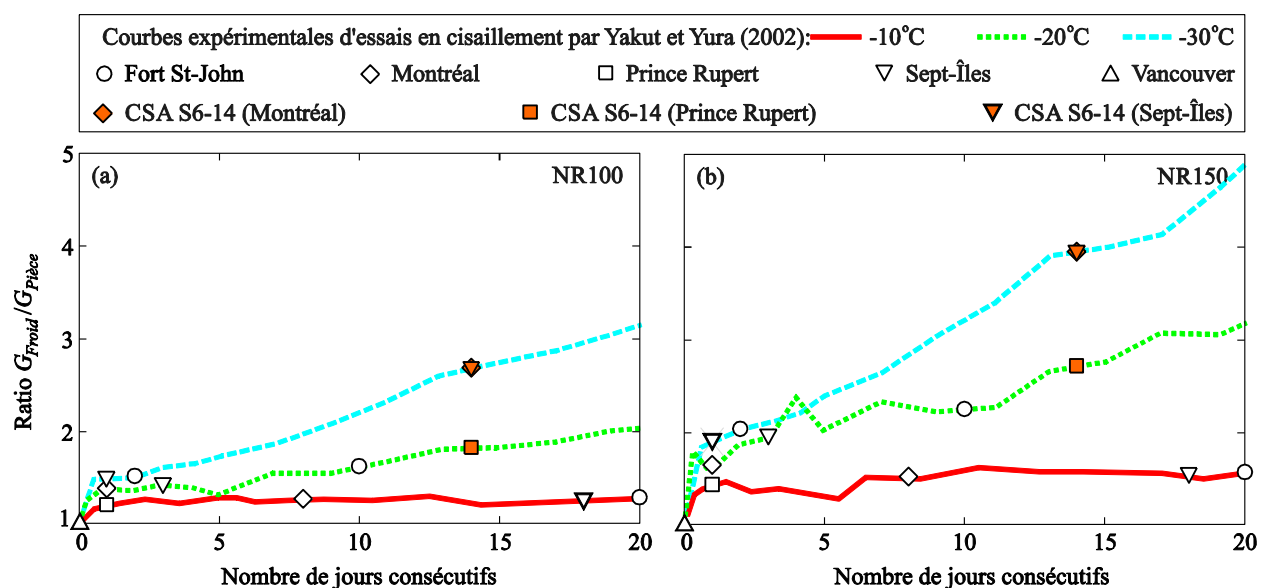


Figure 4.7: Raidissement thermique probable de deux isolateurs en caoutchouc naturel à différentes localités en considérant les données de températures analysées et les critères d'expositions recommandés par la norme CSA S6-14: (a) Caoutchouc naturel NR100, et (b) Caoutchouc naturel NR150

Le nombre de jours consécutifs dont la température est maintenue sous les températures d'essai de  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $-20^{\circ}\text{C}$  et  $-30^{\circ}\text{C}$  pour des fréquences de 1% peuvent être obtenus aux figures 4.2 à 4.4 et incluent à la Figure 4.7 pour évaluer le comportement qu'auraient ces deux appareils d'appuis s'ils étaient utilisés dans différentes localités au Canada. Cette utilisation des courbes est illustrée pour les cinq localités suivantes : Fort St-John, Montréal, Prince-Rupert, Sept-Îles et Vancouver. La Figure 4.7 montre que sous des expositions prolongées à des températures de  $-10^{\circ}\text{C}$ , le ratio  $G_{\text{froid}}/G_{\text{pièce}}$  de l'appareil d'appui utilisant le matériau NR100 reste pratiquement le même, i.e. environ 1.2 à 1.3, à Fort St-John, Montréal, Prince-Rupert et Sept-Îles. Ce ratio est augmenté jusqu'à environ 1.4 à 1.5 dans le cas du matériau NR150 en considérant la même exposition au froid. Il est noté que la rigidité des deux appareils d'appui reste inafectée dans le cas de Vancouver. Lorsque les appareils d'appui sont maintenus sous une température de  $-20^{\circ}\text{C}$ , la Figure 4.7 révèle que le ratio de rigidité varie entre 1.3 à Montréal et 1.6 à Fort St-John pour le matériau NR100, et entre 1.6 à Montréal et 2.2 à Fort St-John pour le matériau NR150. À Prince-Rupert, une fréquence nulle est associée à tous nombres de jours consécutifs sous  $-20^{\circ}\text{C}$ . À une température extrême de  $-30^{\circ}\text{C}$ , il est observé que le ratio de rigidité du premier appareil d'appui (NR100) pour Sept-Îles et Fort St-John sont d'environ 1.5, alors que dans le cas du matériau NR150, la valeur du ratio atteint environ 2. Dans le cas de Montréal, une fréquence nulle est associée à une exposition à des températures sous  $-30^{\circ}\text{C}$ . Cet exemple montre clairement l'importance de sélectionner avec beaucoup de soin l'élastomère utilisé pour concevoir l'appareil d'appui selon le niveau d'exposition au froid.

La norme CSA S6-14 prescrit qu'un isolateur en élastomère doit être testé après avoir été maintenu pendant 14 jours à la température minimale de service pour tenir compte des effets de la cristallisation (CSA 2014). La température minimale de service doit être prise comme étant la température moyenne journalière minimale  $T_{\text{moy}}^{*(-)}$  à l'emplacement du pont (CSA 2014), laquelle correspond selon le Tableau 4.1 aux températures de  $-41.8^{\circ}\text{C}$ ,  $-31.4^{\circ}\text{C}$ ,  $-18.9^{\circ}\text{C}$ ,  $-32.8^{\circ}\text{C}$ , et  $-14.5^{\circ}\text{C}$  à Fort St-John, Montréal, Prince-Rupert, Sept-Îles, and Vancouver, respectivement. En arrondissant  $-18.9^{\circ}\text{C}$  à  $-20^{\circ}\text{C}$  de même que  $-31.4^{\circ}\text{C}$  et  $-32.8^{\circ}\text{C}$  à  $-30^{\circ}\text{C}$ , les températures moyennes journalières à Montréal, Prince-Rupert et Sept-Îles peuvent être reportées sur la Figure 4.7 pour évaluer le ratio de raidissement thermique selon S6-14. Le ratio de raidissement thermique correspondant aux appareils d'appuis faits avec les élastomères NR100 et NR150 sont 1.8 et 2.7 à Prince-Rupert, et 2.7 et 3.9 à Montréal et Sept-Îles. Comme prédit, ces ratios sont plus élevés que

ceux trouvés précédemment basés sur les analyses probabilistes, ce qui met l'emphase sur la nécessité de telles analyses pour la conception de ponts.

### 4.1.3 Cartes illustratives

Afin d'évaluer les expositions aux basses températures sur une large partie du territoire et pour illustrer les possibles tendances de distributions géographiques des températures, les analyses précédentes sont prolongées pour inclure les observations davantage de stations météorologiques. Les données d'un total de 6488 stations météorologiques à travers le pays sont analysées. Elles sont premièrement triées pour ne garder que les stations disposant de plus de 25 ans d'historique d'enregistrement, ramenant le nombre de stations utilisables à 1687. Parmi ces stations, 1128 ont un historique d'enregistrement allant de 25 à 50 ans. La Figure 4.8 illustre la distribution géographique des stations météorologiques utilisées pour tracer les cartes, de même que l'emplacement des 36 localités étudiées dans les analyses précédentes. Cette figure montre que la distance entre les stations devient importante à partir d'une certaine latitude, i.e. 50°N dans l'Est et 55°N dans l'Ouest, ce qui risque d'affecter l'exactitude des résultats calculés entre les points d'enregistrement. Ainsi, les cartes développées sont limitées à deux zones, illustrant l'Est et l'Ouest du pays respectivement, et où une grande densité de stations météorologiques est présente. Ces zones sont représentées par les deux boîtes en traits pointillés montrées à la Figure 4.8.

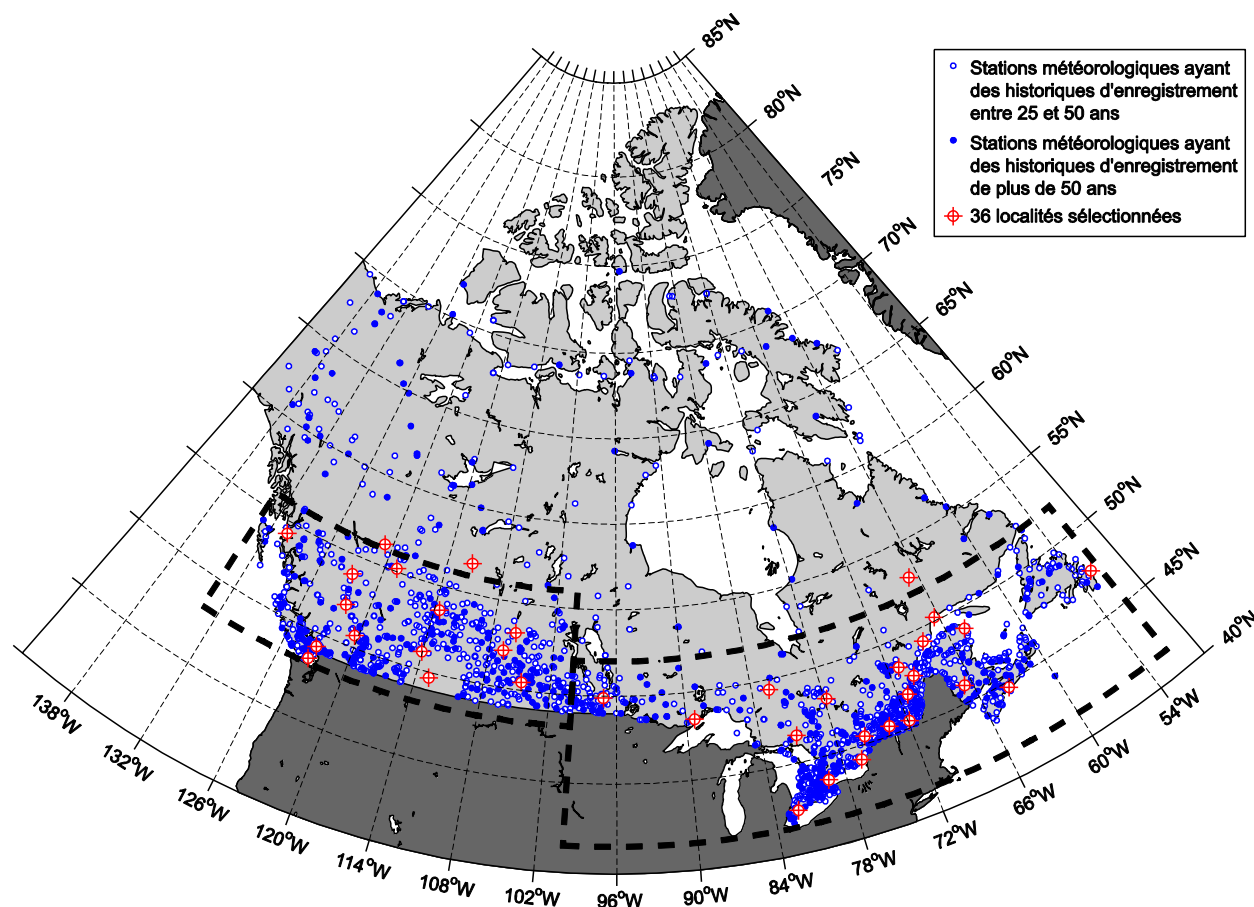


Figure 4.8: Distribution géographique des stations météorologiques d'Environnement Canada dont l'historique d'enregistrement dépasse 25 ans et emplacement des 36 localités à l'étude.

La méthodologie présentée à la section précédente est appliquée aux 1687 stations sélectionnées pour l'analyse pour évaluer le nombre de jours consécutifs sous des températures données. Il est à noter que les expositions au froid pour des durées d'une seule journée consécutives sont calculées en considérant les températures minimales journalières pour être consistant avec les conditions favorisant le raidissement thermique instantané, tel que discuté précédemment. Les résultats correspondant à deux jours consécutifs ou plus sont déterminés en considérant les températures moyennes journalières pour évaluer la cristallisation. Pour des raisons d'illustration, les cartes de contour aux figures 4.9 à 4.12 présentent séparément le nombre de jours consécutifs sous  $-15^{\circ}\text{C}$ ,  $-20^{\circ}\text{C}$  et  $-25^{\circ}\text{C}$  dans l'Est et l'Ouest canadien en considérant des fréquences de 1% et 5%. Les cartes peuvent être facilement lues pour évaluer rapidement le nombre de jours consécutifs sous une certaine température à un emplacement donnée. On observe que la distribution du nombre de

jours consécutifs est très sensible au seuil de température minimale sélectionnée, i.e.  $-15^{\circ}\text{C}$ ,  $-20^{\circ}\text{C}$  ou  $-25^{\circ}\text{C}$ , malgré que les tendances globales soient en quelque sorte similaires dans chaque zone, i.e. l'Est ou l'Ouest canadien. Les cartes de contour sont aussi un outil efficace pour déterminer les effets des fréquences sur le nombre de jours consécutifs comme le montre clairement la comparaison des figures 4.9 et 4.10, ou encore des figures 4.11 et 4.12. Les résultats confirment que les températures froides diminuent avec l'augmentation de la fréquence de l'événement comme illustré à l'aide des courbes montrées précédemment. De plus, les cartes de contour révèlent que l'évaluation du nombre de jours consécutif dans les zones les plus froides est plus affectée par la fréquence sélectionnée. La comparaison des figures 4.9 et 4.10, ou encore des figures 4.11 et 4.12 montre des différences importantes dans les tendances de variations de température entre l'Est et l'Ouest canadien. En effet, il est observé que les intensités des expositions au froid dans l'Est du pays augmentent généralement du Sud au Nord avec des effets locaux situés près des plans d'eau majeurs tel que le Fleuve Saint-Laurent, où les intensités des expositions au froid sont plus basses sur la côte que dans les terres. Dans l'Ouest canadien cependant, l'intensité du froid augmente principalement d'Ouest en Est, où les lignes de contour sont initialement parallèles à la côte, i.e. direction Nord-Nord-Ouest, puis deviennent orientées Nord-Ouest en s'éloignant de la côte.

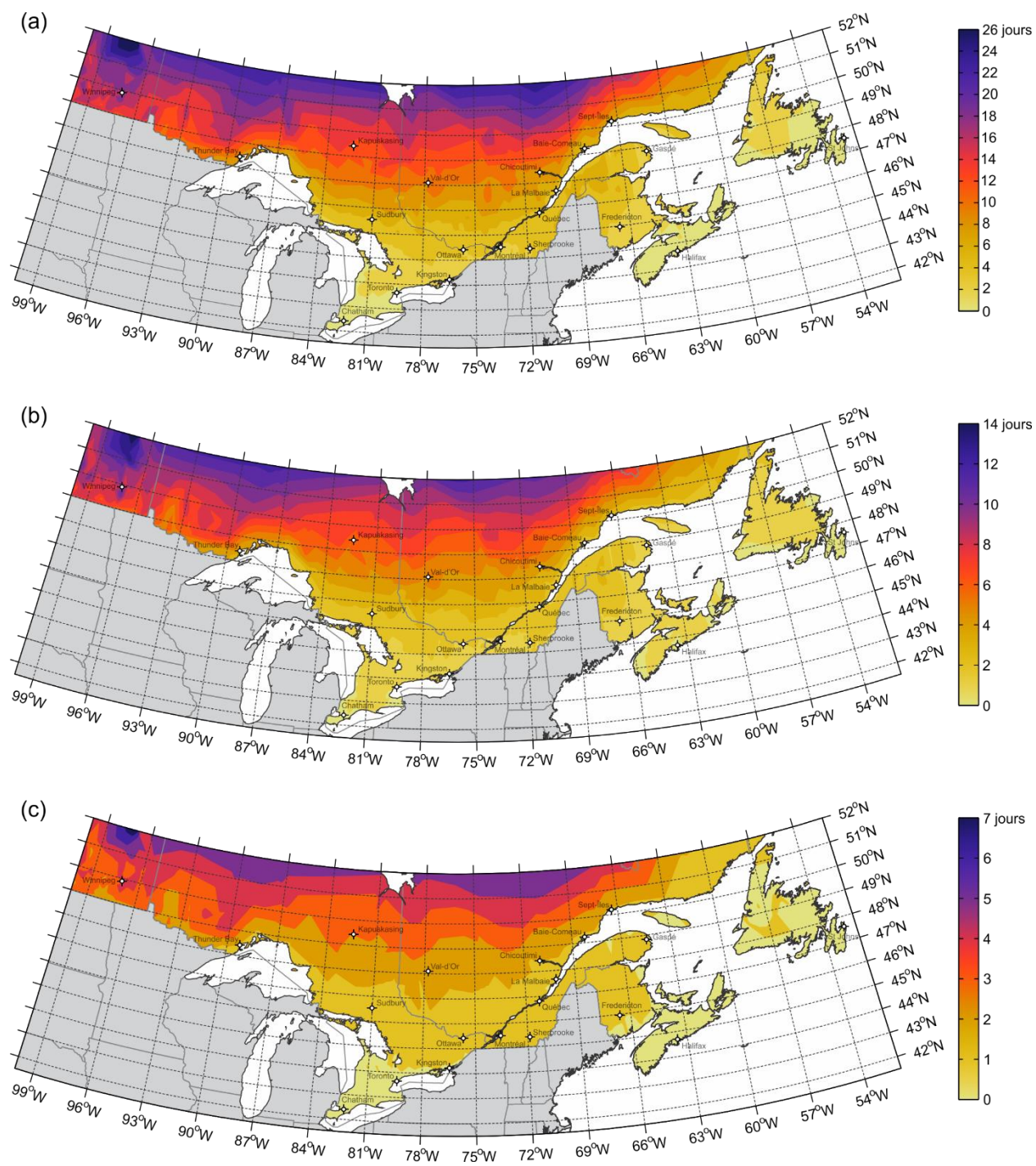


Figure 4.9: Nombre de jours consécutifs sous (a)  $-15^{\circ}\text{C}$ , (b)  $-20^{\circ}\text{C}$  et (c)  $-25^{\circ}\text{C}$  dans l'Est canadien pour des fréquences de 1%.



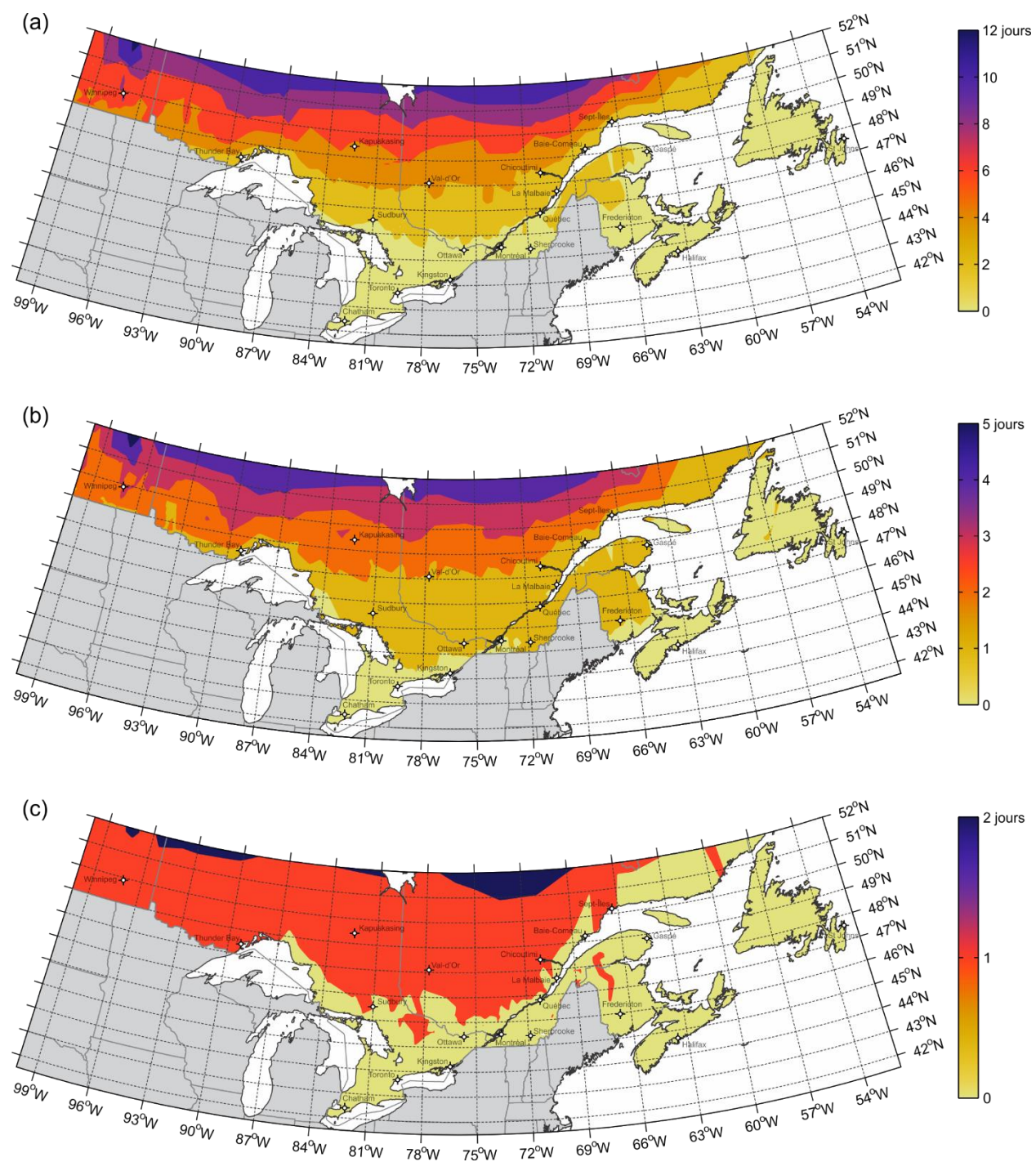


Figure 4.10: Nombre de jours consécutifs sous (a)  $-15^{\circ}\text{C}$ , (b)  $-20^{\circ}\text{C}$  et (c)  $-25^{\circ}\text{C}$  dans l'Est canadien pour des fréquences de 5%.

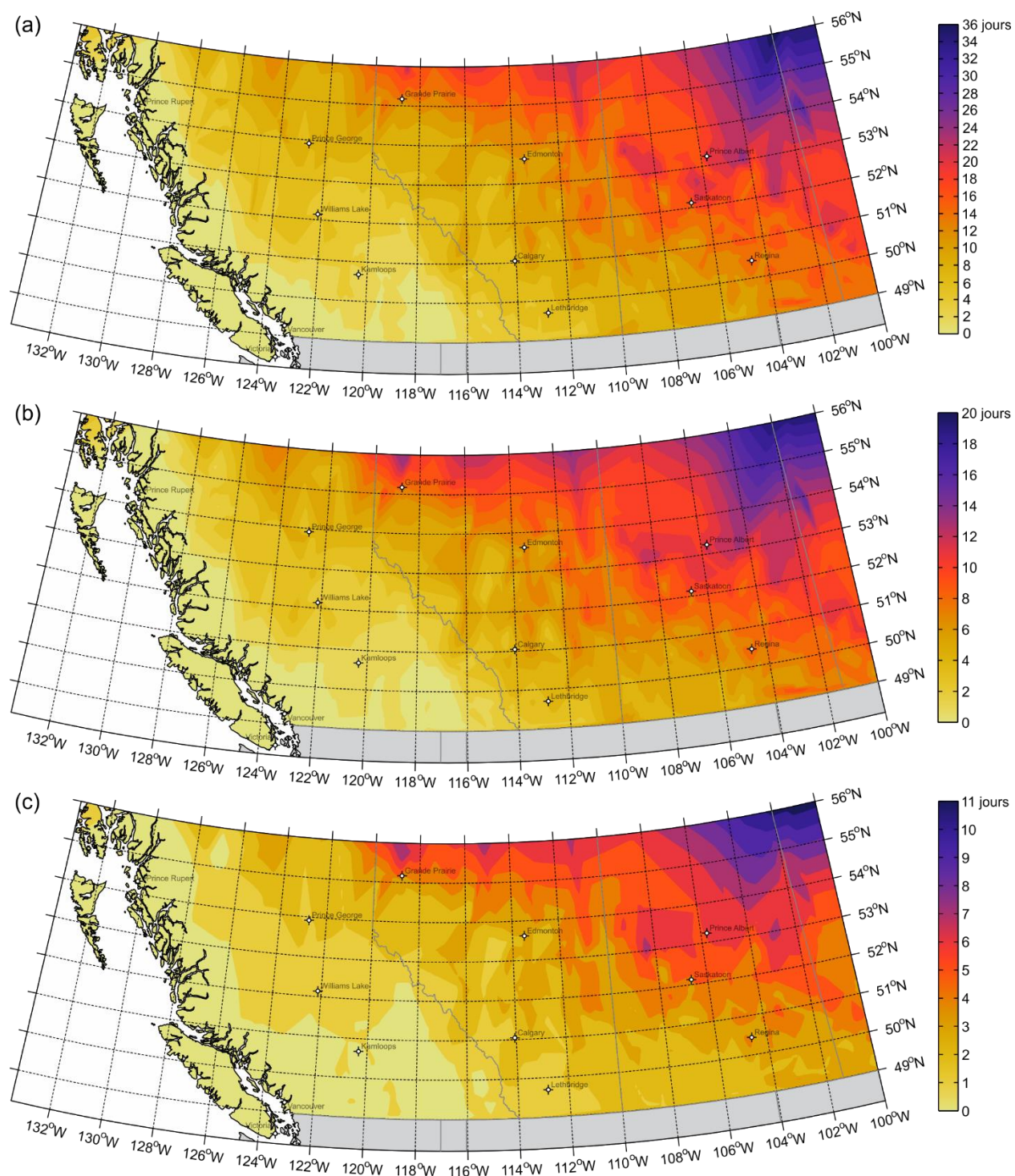


Figure 4.11: Nombre de jours consécutifs sous (a)  $-15^{\circ}\text{C}$ , (b)  $-20^{\circ}\text{C}$  et (c)  $-25^{\circ}\text{C}$  dans l'Ouest canadien pour des fréquences de 1%.

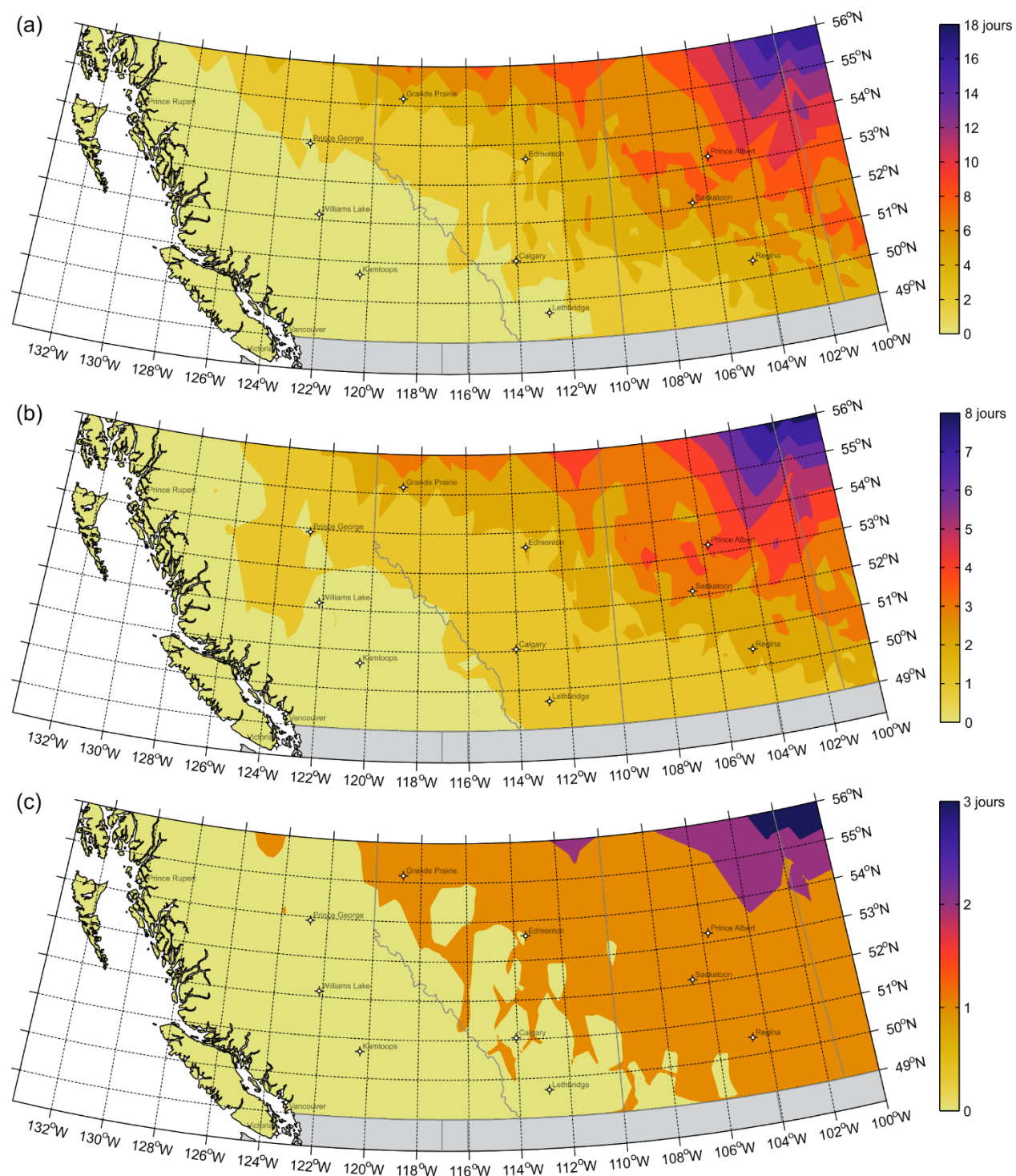


Figure 4.12: Nombre de jours consécutifs sous (a)  $-15^{\circ}\text{C}$ , (b)  $-20^{\circ}\text{C}$  et (c)  $-25^{\circ}\text{C}$  dans l'Ouest canadien pour des fréquences de 5%.

## **4.2 Validation du choix de la température moyenne journalière comme température de référence pour l'évaluation de la cristallisation**

Comme discuté précédemment, la température journalière moyenne est retenue pour représenter l'exposition au froid en vue de l'évaluation de la cristallisation des appareils d'appui en élastomère. Ce choix est basé sur les recommandations de Yakut et Yura (2002) qui ont testé des isolateurs constitués de différents élastomères sous des expositions au froid variant selon des historiques de température réels enregistrés à Anchorage et Minneapolis. En effet, les résultats de Yakut et Yura (2002) ont démontré que la cristallisation est réversible dans un court laps de temps, i.e. 12 heures lorsque la température est augmentée, et ce même pour une augmentation d'aussi peu que 5°C.

Pour vérifier l'applicabilité de ces conclusions au contexte canadien de façon globale, les écarts de températures journaliers ont été calculés en fonction de leur fréquence pour les 36 localités analysées précédemment. Afin d'évaluer si les journées d'hiver ont des écarts de températures journaliers différents, les calculs ont été réalisés dans un premier temps avec toutes les données, puis avec les journées dont la température maximale est de -10°C. De plus, à des fins informatives, les écarts de températures journaliers ont également été calculés pour les jours dont le point de congélation (0°C) se trouve entre la température maximale et minimale. Les figures 4.13 à 4.15 présentent les résultats de ces analyses pour les 36 villes considérées.

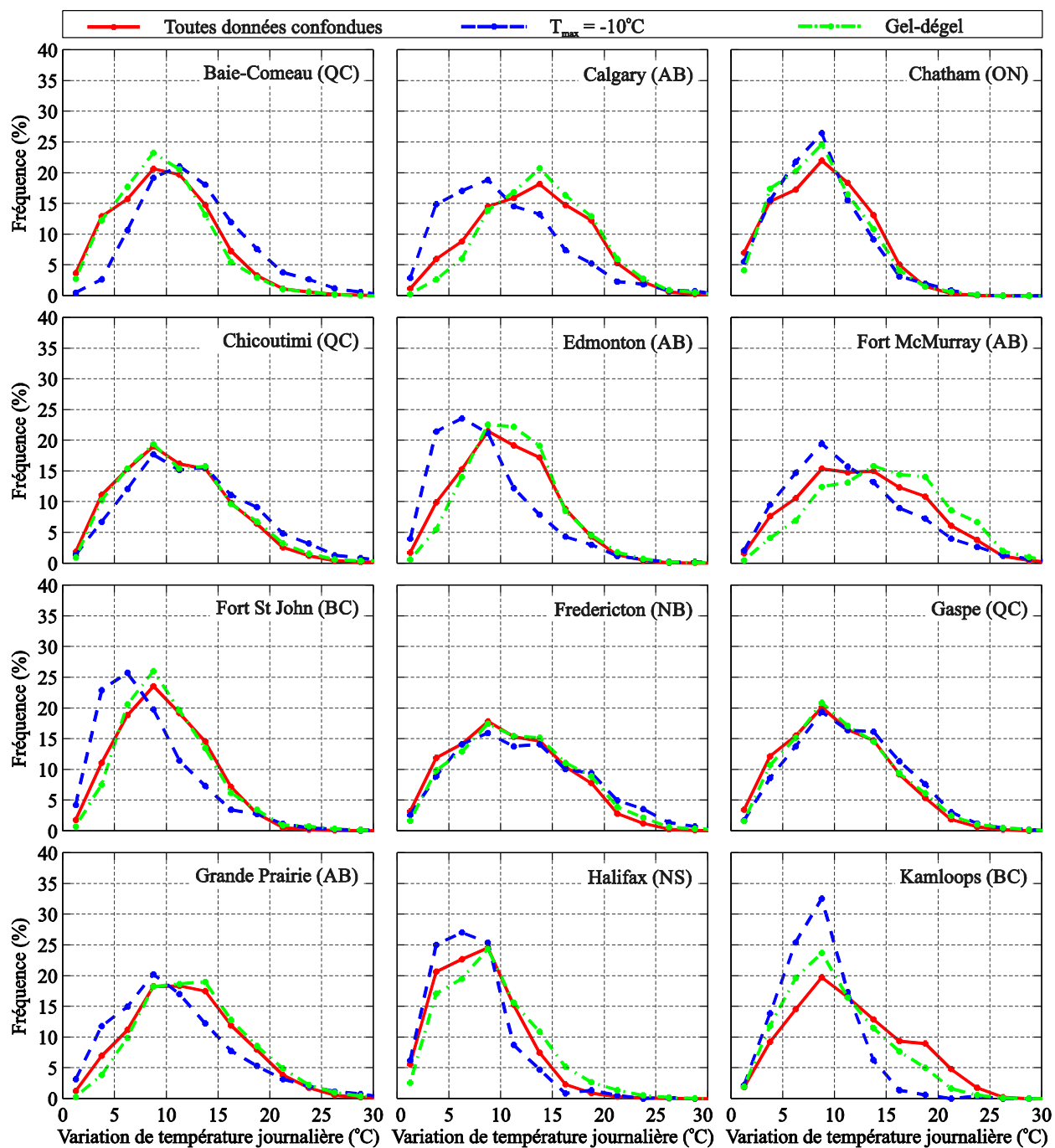


Figure 4.13: Fréquence en fonction de la variation de température journalière pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Baie-Comeau (QC) à Kamloops (BC)

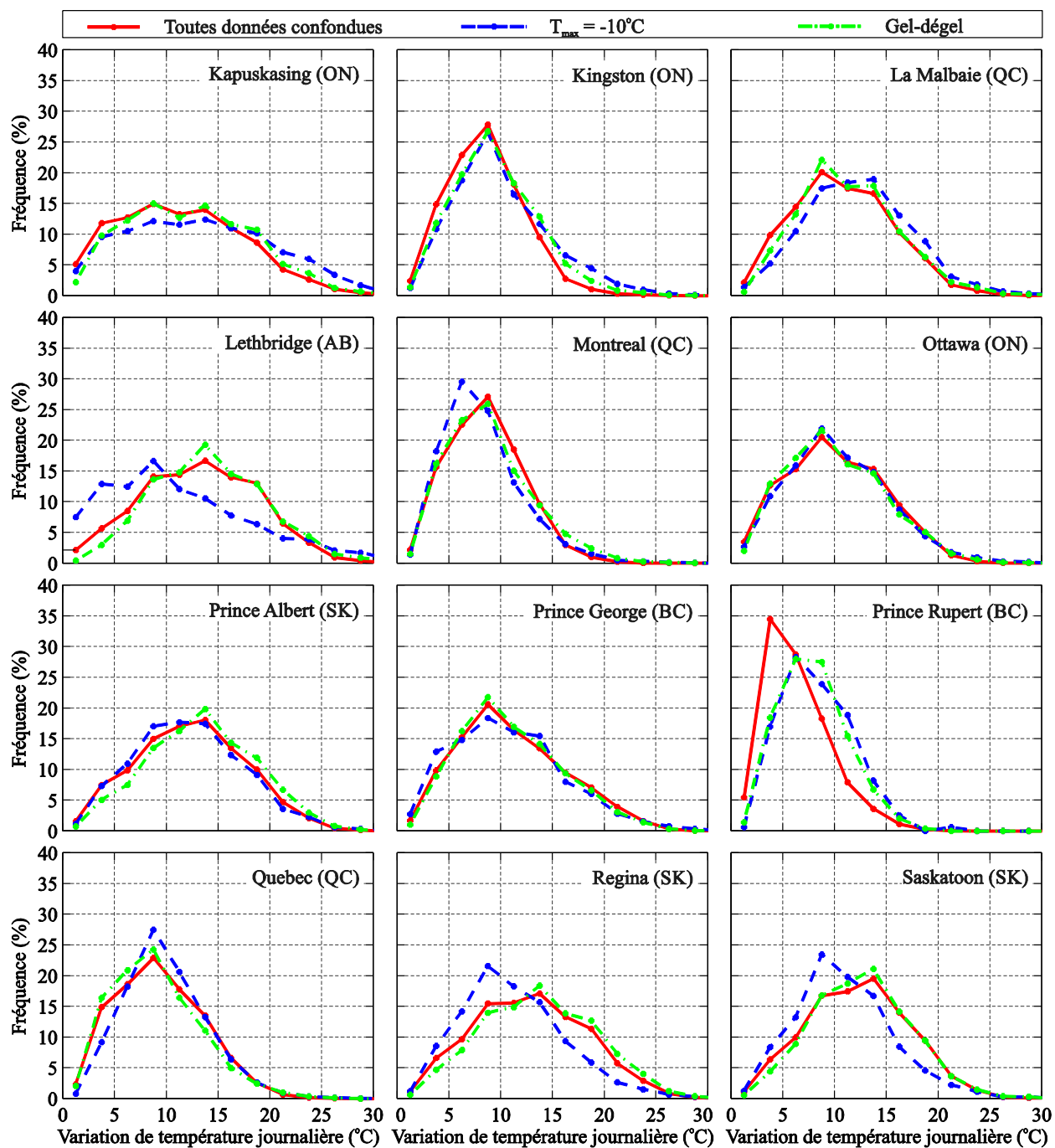


Figure 4.14: Fréquence en fonction de la variation de température journalière pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Kapuskasing (ON) à Saskatoon (SK)

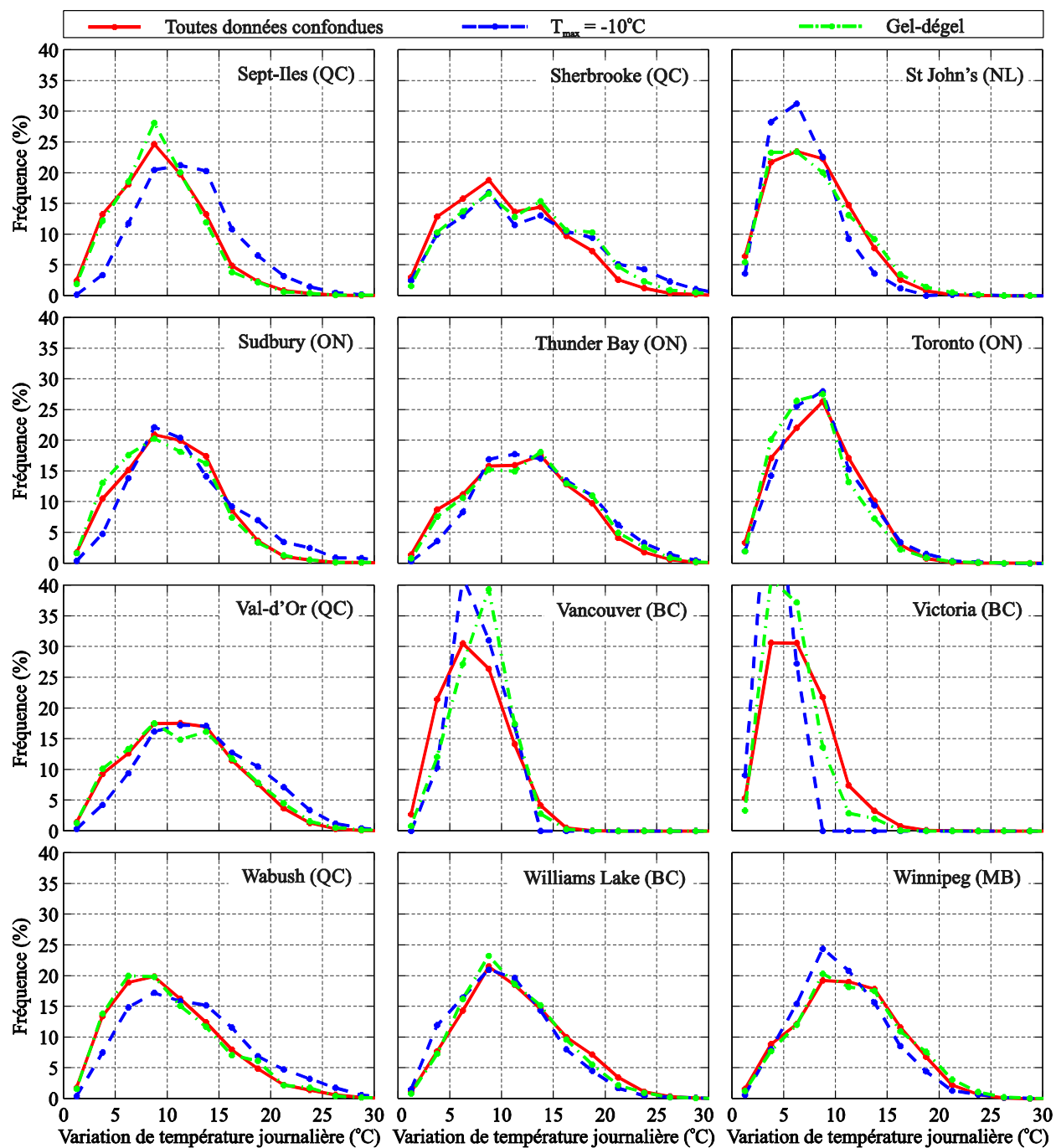


Figure 4.15: Fréquence en fonction de la variation de température journalière pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Sept-Îles (QC) à Winnipeg (MB)

Les résultats révèlent qu'il y a de légères différences entre les écarts de températures journalières observés globalement sur l'année comparativement à ceux observés pour les journées froides uniquement. Parmi ces différences, on note que :

- Les écarts de températures journalières varient dans un domaine de 0°C à 30°C mais sont principalement compris entre 5°C et 20°C pour des fréquences d'occurrence supérieures à 5%.
- Au Québec, les écarts de températures journalières ont tendance à augmenter de l'ordre de 2°C à 5°C en hiver et la fréquence de ces écarts augmente légèrement également, comme le montre le décalage vers la droite et vers le bas de la courbe correspondante aux températures froides.
- Au Québec, les écarts de températures sont majoritairement entre 10°C et 15°C, à l'exception de Montréal et de la ville de Québec, où les écarts varient plutôt entre 5°C et 10°C.
- Contrairement aux effets observés au Québec, dans les provinces de l'Ouest, les écarts de températures journalières ont tendance à diminuer de l'ordre de 2°C à 5°C en hiver et la fréquence de ces écarts diminue légèrement également, comme le montre le décalage vers la gauche et vers le haut de la courbe correspondante aux températures froides.

Afin de relier ces écarts de températures journalières à la cristallisation des appareils d'appui en élastomère, des analyses des températures horaires (prises à toutes les heures pendant 24 heures par jour) et journalières ont été effectuées pour la ville de Montréal considérant deux périodes d'un mois chacune, où les expositions au froid sont parmi les plus critiques des 25 dernières années. Ces événements ont été choisis sur la base du nombre de jours consécutifs maximum sous -20°C et correspondent à des fréquences inférieures à 1% annuellement. Les relevés historiques correspondants à ces deux mois sont présentés à la Figure 4.16, où l'on compare les variations des températures horaires, ainsi que les températures journalières maximales, minimales et moyennes.



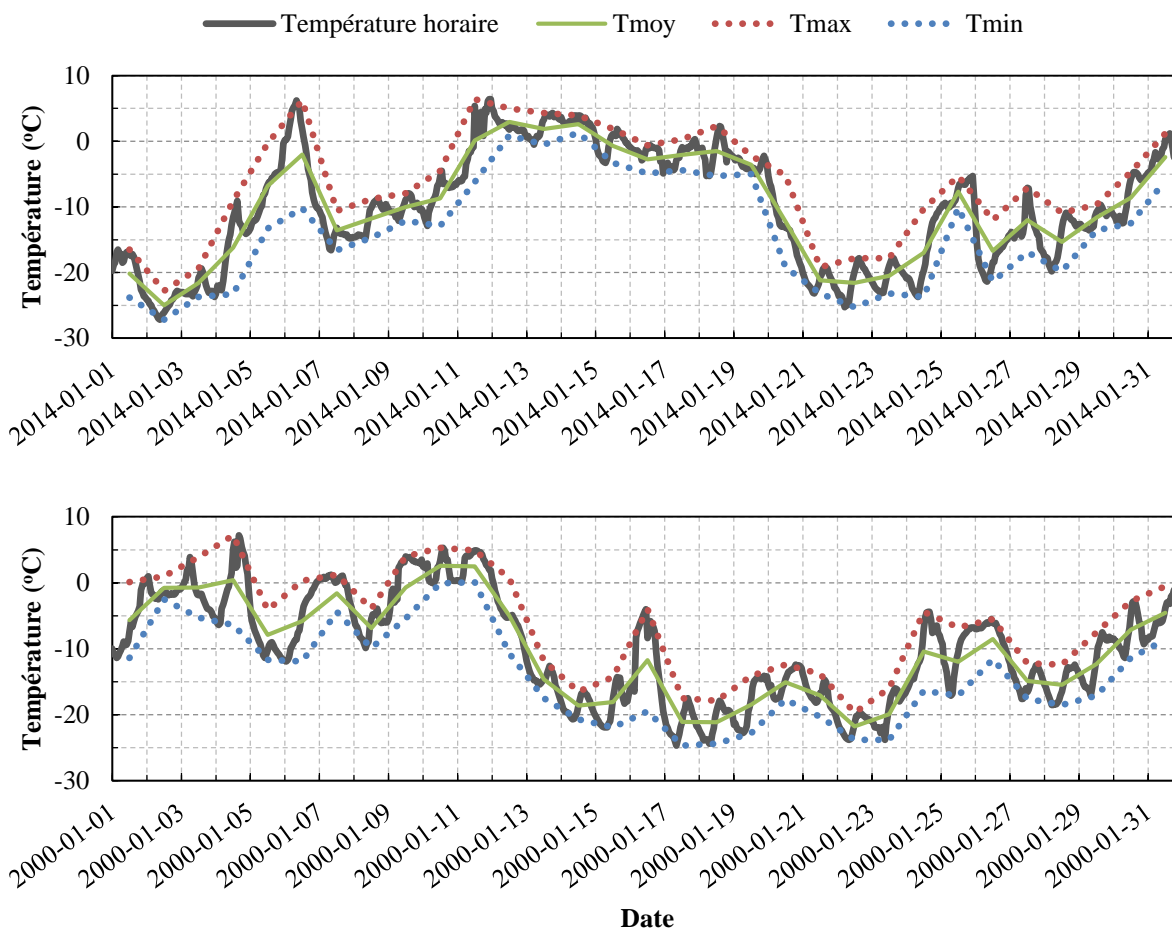


Figure 4.16 : Exemples d'historique de température horaire sur des périodes de 1 mois pour la ville de Montréal

Comme le montre la Figure 4.16, même dans les cas les plus sévères en termes de nombre de jours consécutifs sous une basse température, bien que la température moyenne journalière se maintient à un niveau bas, la température horaire, continue de fluctuer normalement, selon des écarts entre 5°C et 10°C dans le cas de Montréal.

À la lumière de ces résultats, comme les écarts de températures journalières les plus probables sont considérables, même dans le cas de froides journées consécutives, on peut donc conclure que les observations faites par Yakut et Yura (2002) en ce qui attrait la décristallisation sont applicables au Canada, du moins pour des élastomères semblables aux 4 matériaux utilisés dans leur étude. L'incertitude relative à la cristallisation et la décristallisation est donc intrinsèque au matériau.

À titre indicatif et afin d'aiguiller l'ingénieur qui préférerait utiliser les températures journalières minimales comme référence, les courbes illustrant les probabilités en fonction du nombre de jours consécutifs pour lesquelles ces températures journalières minimales sont sous une température donnée, est également présenté aux figures 4.17 à 4.19 pour les 36 localités analysées. Notons qu'une procédure similaire à celle présentée à la section 4.1 a été utilisée pour obtenir ces résultats.

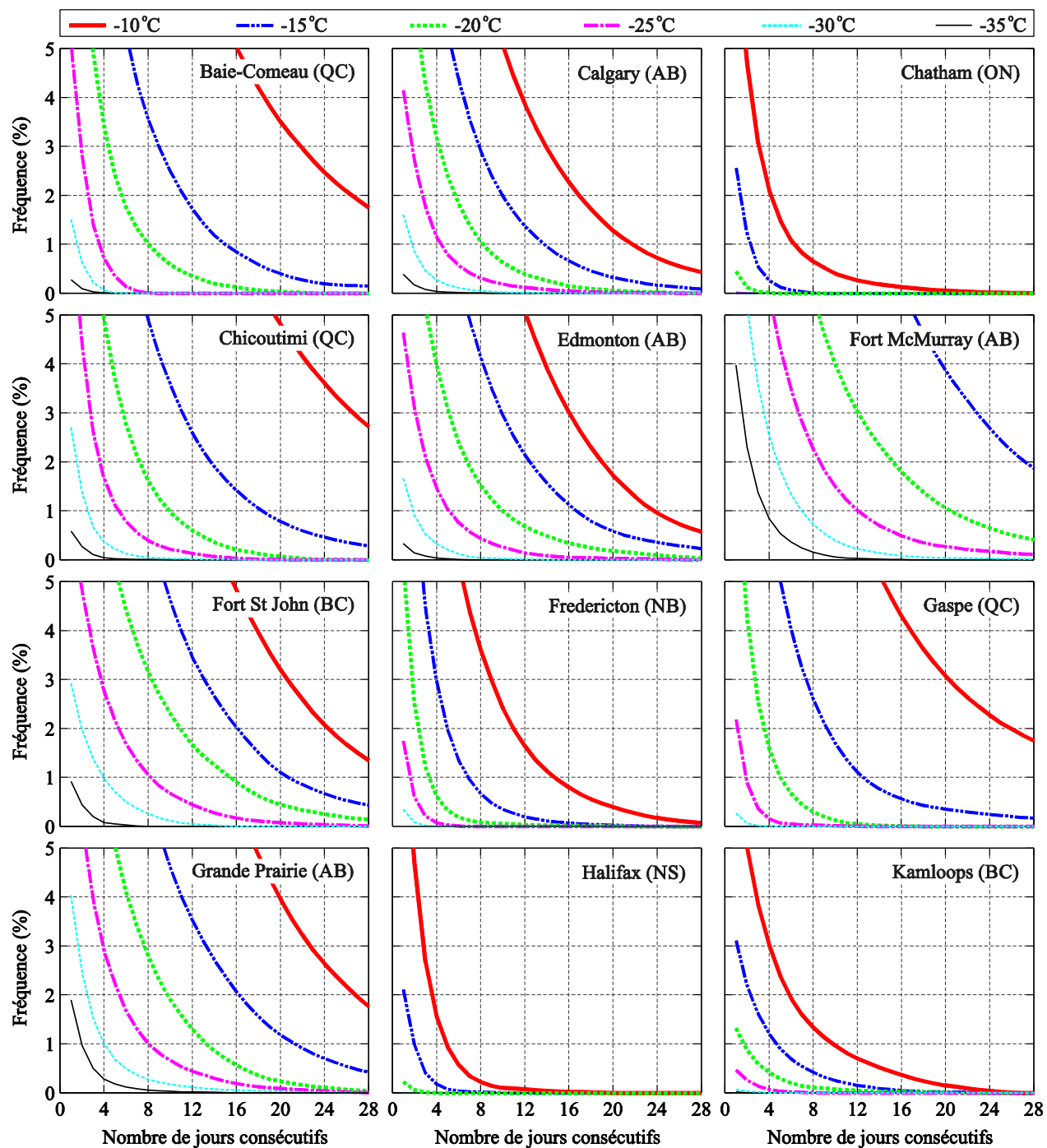


Figure 4.17: Fréquence  $F(T_i, J)$ ,  $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutifs  $J$  sous les températures  $T_i$ , pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Baie-Comeau (QC) à Kamloops (BC)

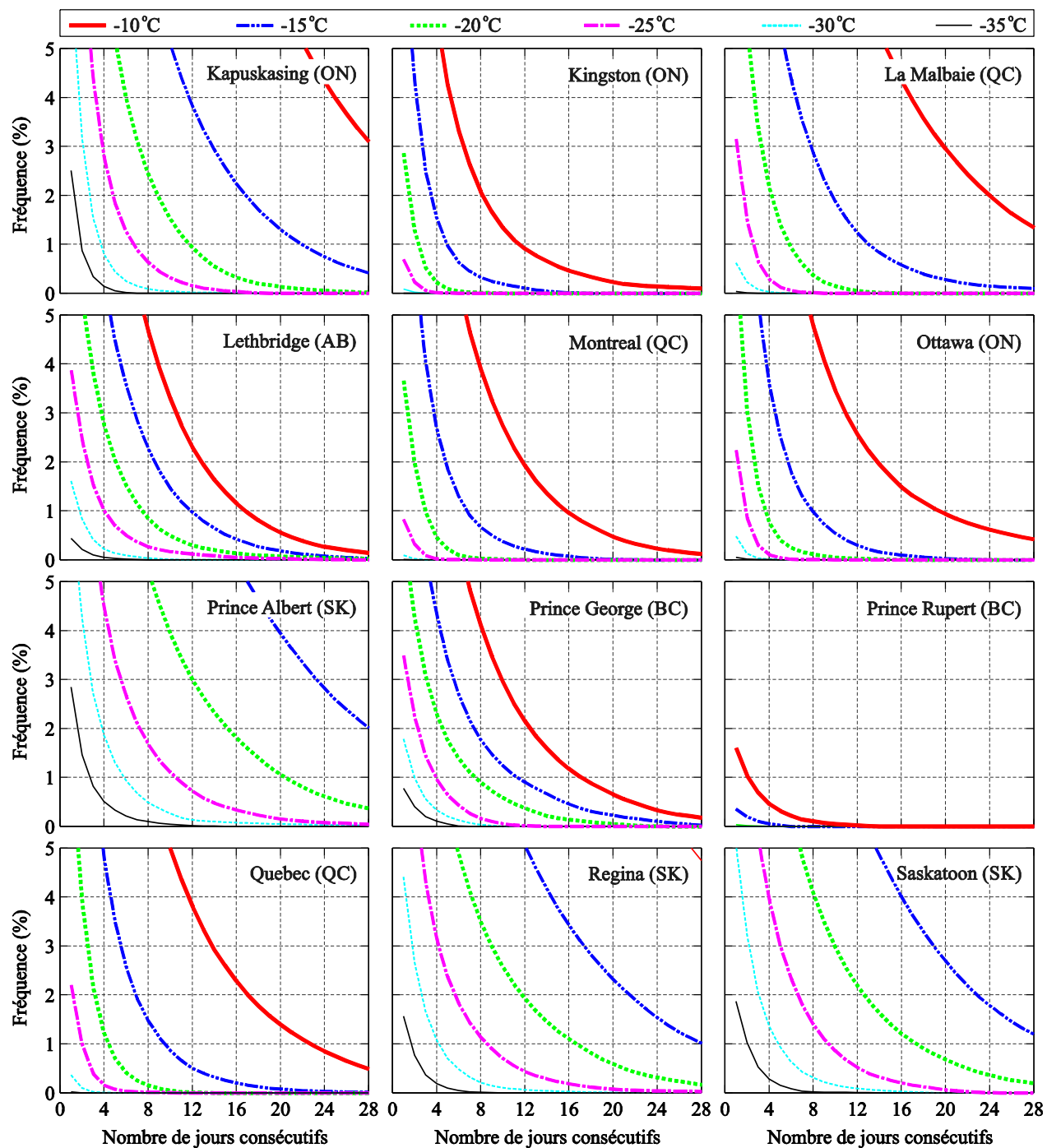


Figure 4.18: Fréquence  $F(T_i, J)$ ,  $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutifs  $J$  sous les températures  $T_i$ , pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Kapuskasing (ON) à Saskatoon (SK)

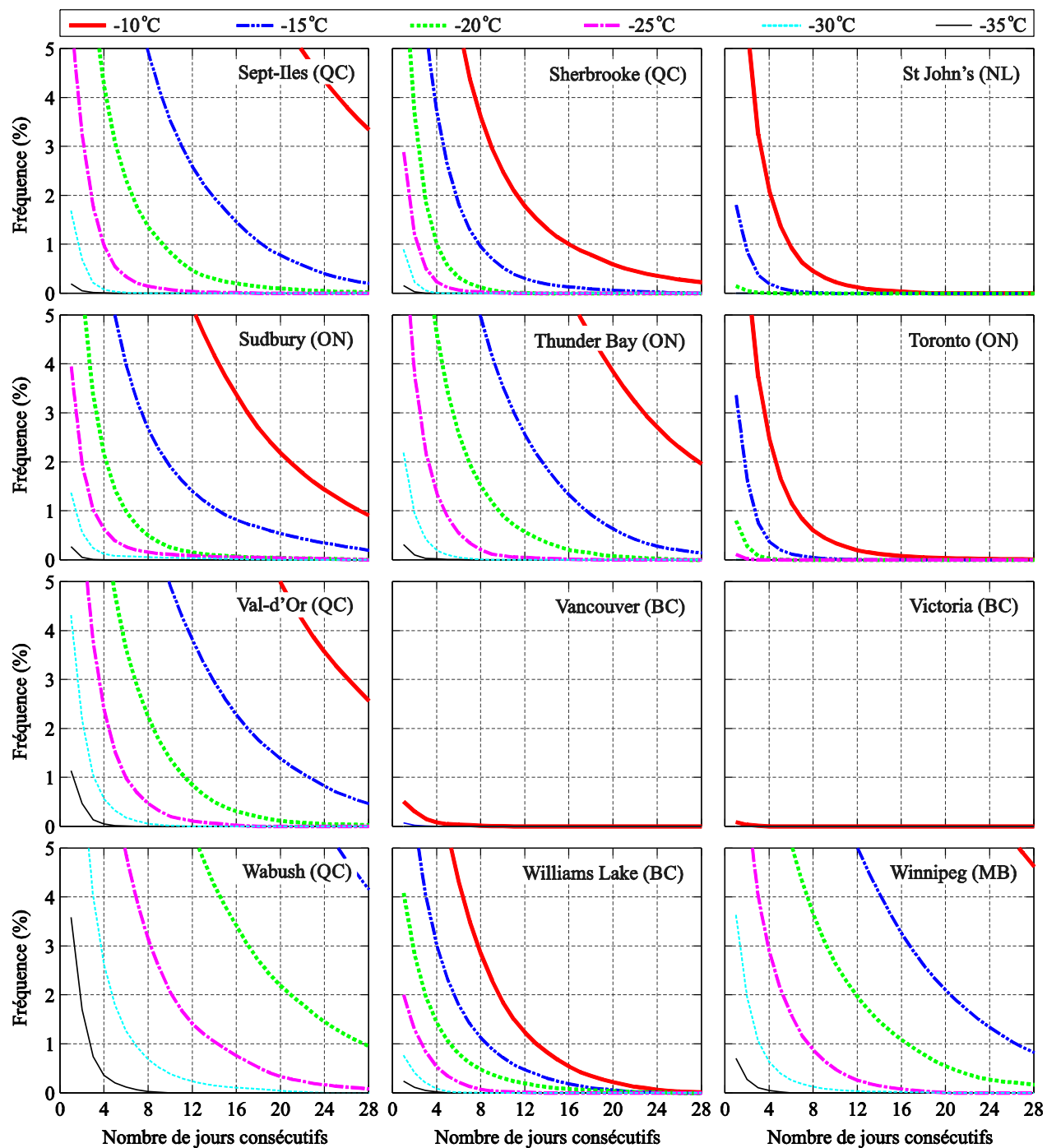


Figure 4.19: Fréquence  $F(T_i, J)$ ,  $i = 1..6$ , en fonction du nombre de jours consécutifs  $J$  sous les températures  $T_i$ , pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique: Sept-Îles (QC) à Winnipeg (MB)

Les résultats montrent que les fréquences correspondantes au nombre de jours consécutifs sous une température journalière minimale donnée sont presque identiques aux fréquences correspondantes au nombre de jours consécutifs sous une température journalière moyenne supérieure de 5°C par rapport à la température journalière minimale en question. Cet écart de 5°C représente la moitié de l'écart de température journalière le plus commun, soit 10°C. À titre d'exemple, pour le cas de la ville de Baie-Comeau, on observe que la courbe de la Figure 4.17 correspondant à -15°C est similaire à celle de la Figure 4.2 correspondant à -10°C. Cette approximation devient toutefois imprécise pour des températures plus froides et de plus faibles probabilités. On peut donc conclure qu'il est possible d'estimer le nombre de jours consécutifs sous une température journalière minimale pour une fréquence donnée en se référant aux cartes présentées aux figures 4.9 à 4.12. Pour ce faire, il faut alors considérer une température minimale journalière inférieure de 5°C de la température journalière moyenne illustrée sur les cartes.

### **4.3 Évaluation de la probabilité de raidissement thermique en fonction des expositions au froid au Canada**

Le nombre de jours consécutifs exprimés en fonction de diverses températures d'exposition et en fonction de la probabilité qui y est associée est le moyen le plus exhaustif pour évaluer le niveau d'exposition au froid pour les isolateurs sismiques en élastomère. Cette approche présente toutefois l'inconvénient de ne pas mettre directement cette exposition au froid en lien avec le raidissement thermique de l'isolateur, puisque ce dernier dépend des propriétés propres à l'élastomère considéré. Pour donner une idée de ce raidissement et aiguiller l'ingénieur pour choisir le matériau le plus approprié, le ratio de raidissement thermique  $R_T$  est calculé pour les 36 localités retenues en se basant sur les matériaux étudiés par Yakut et Yura (2002). Pour ce faire, une méthode de calcul est proposée pour combiner les probabilités associées aux diverses températures.

Pour évaluer la probabilité du raidissement thermique en fonction de la température et du nombre de jours consécutifs sous cette dernière, les courbes développées par Yakut et Yura (2002) montrées à la Figure 2.12 sont utilisées de pair avec les courbes basées sur la combinaison des températures journalières minimales et moyennes montrées au Tableau 4.2 et aux figures 4.2 à 4.4. Le néoprène NEO150, défini à la section 2.2.4, n'est pas analysé, car sa forte réactivité au froid fait en sorte qu'il ne satisfait pas les essais prescrits par la norme AASHTO (1992) limitant le

ratio de raidissement thermique à 4. Les courbes de raidissement thermique données par Yakut et Yura (2002) ne couvrent que 20 jours consécutifs. Pour des fins pratiques, les valeurs du raidissement thermique jusqu'à 28 jours ont été estimées par extrapolation linéaire. De plus, des courbes correspondant à des températures de  $-15^{\circ}\text{C}$  et  $-25^{\circ}\text{C}$  ont également été interpolées linéairement à partir des données de Yakut et Yura (2002) de manière à considérer plus de cas où la cristallisation peut avoir lieu. En effet, comme une température de  $-10^{\circ}\text{C}$  est peu critique pour un matériau résistant à la cristallisation et puisque les probabilités associées à des températures aussi froides que  $-30^{\circ}\text{C}$  sont très basses, le fait de ne pas considérer ces courbes interpolées limiterait les cas de cristallisation significatifs à des expositions à  $-20^{\circ}\text{C}$ .



















Le raidissement thermique d'un isolateur sismique est le produit de la combinaison d'un enchaînement de différentes températures froides au fil des jours et du nombre de jours consécutifs sous certaines températures. Par exemple, à Baie-Comeau, les différentes combinaisons suivantes sont possibles pour une même probabilité de 1% :

- Température journalière moyenne  $\leq -15^{\circ}\text{C}$  pendant 6 jours consécutifs
- Température journalière moyenne  $\leq -20^{\circ}\text{C}$  pendant 3 jours consécutifs
- Température journalière minimale  $\leq -30^{\circ}\text{C}$  pendant 1 jour

Aux fins de l'illustration, ces trois cas sont considérés comme des critères menant à un même ratio de raidissement thermique  $R_T$ .

Il est possible que ces trois critères soient satisfaits au cours d'une même période, par exemple, selon le scénario 1 détaillé au Tableau 4.3. D'après ce scénario, on peut conclure qu'une valeur minimale du ratio  $R_T$  est atteinte 3 jours sur 6 au cours de cette période.

Tableau 4.3 : Exemple de probabilité combinée pour différentes températures et jours consécutifs à Baie-Comeau (QC) - Scénario 1

JOUR	Température	CRITÈRE		
		1 jour $T^{\circ} < -30^{\circ}\text{C}$	3 jours $T^{\circ} < -20^{\circ}\text{C}$	6 jours $T^{\circ} < -15^{\circ}\text{C}$
JOUR 1	$T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$			
JOUR 2	$T_{moy} = -20^{\circ}\text{C}$			
JOUR 3	$T_{moy} = -20^{\circ}\text{C}$			
JOUR 4	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$			
JOUR 5	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$			
JOUR 6	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$			
<b>PROBABILITÉ TOTALE DE CHAQUE CRITÈRE AU COURS DE LA PÉRIODE :</b>		1/6	1/6	1/6
<b>PROBABILITÉ TOTALE D'OCCURRENCE AU COURS DE LA PÉRIODE :</b>		3/6 = 50%		

Une autre séquence des expositions au froid est toutefois possible comme le montre le Tableau 4.4, selon le scénario 2. D'après ce scénario, les trois critères d'exposition au froid peuvent être satisfaits la même journée. Ainsi, la probabilité qu'une valeur minimale du ratio  $R_T$  au cours de cette période soit atteinte est de 1/6 (17%) uniquement, comparativement à 1/2 (50%) pour le scénario 1.

À titre indicatif, les scénarios 1 et 2 sont illustrés aux tableaux 4.5 et 4.6 pour la ville de Montréal en utilisant les critères d'expositions au froid suivant, qui ont des probabilités d'occurrence de 1% annuellement.

- Température journalière moyenne  $\leq -15^{\circ}\text{C}$  pendant 3 jours consécutifs
- Température journalière minimale  $\leq -25^{\circ}\text{C}$  pendant 1 jour



Tableau 4.4: Exemple de probabilité combinée pour différentes températures et jours consécutifs à Baie-Comeau (QC) - Scénario 2



















		CRITÈRE		
JOUR	Température	1 jour $T < -30^{\circ}\text{C}$	3 jours $T < -20^{\circ}\text{C}$	6 jours $T < -15^{\circ}\text{C}$
JOUR 1	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$			
JOUR 2	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$			
JOUR 3	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$			
JOUR 4	$T_{moy} = -20^{\circ}\text{C}$			
JOUR 5	$T_{moy} = -20^{\circ}\text{C}$			
JOUR 6	$T_{min} = -30^{\circ}\text{C}$			
<b>PROBABILITÉ TOTALE DE CHAQUE CRITÈRE AU COURS DE LA PÉRIODE :</b>		1/6	1/6	1/6
<b>PROBABILITÉ TOTALE D'OCCURRENCE AU COURS DE LA PÉRIODE :</b>		1/6 = 17%		

Tableau 4.5: Exemple de probabilité combinée pour différentes températures et jours consécutifs à Montréal (QC) - Scénario 1













		CRITÈRE	
JOUR	Température	1 jour $T^{\circ} < -25^{\circ}\text{C}$	3 jours $T^{\circ} < -15^{\circ}\text{C}$
JOUR 1	$T_{min} = -25^{\circ}\text{C}$		
JOUR 2	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$		
JOUR 3	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$		
<b>PROBABILITÉ TOTALE DE CHAQUE CRITÈRE AU COURS DE LA PÉRIODE :</b>		1/3	1/3
<b>PROBABILITÉ TOTALE D'OCCURRENCE AU COURS DE LA PÉRIODE :</b>		2/3 = 66%	

Tableau 4.6: Exemple de probabilité combinée pour différentes températures et jours consécutifs à Montréal (QC) - Scénario 2

		CRITÈRE	
JOUR	Température	1 jour $T^{\circ} < -25^{\circ}\text{C}$	3 jours $T^{\circ} < -15^{\circ}\text{C}$
JOUR 1	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$		
JOUR 2	$T_{moy} = -15^{\circ}\text{C}$		
JOUR 3	$T_{min} = -15^{\circ}\text{C}$		
<b>PROBABILITÉ TOTALE DE CHAQUE CRITÈRE AU COURS DE LA PÉRIODE :</b>		1/3	1/3
<b>PROBABILITÉ TOTALE D'OCCURRENCE AU COURS DE LA PÉRIODE :</b>		1/3 = 33%	

Afin d'évaluer le ratio de raidissement thermique probable des trois matériaux utilisés par Yakut et Yura (2002) pour les 36 localités retenues, la probabilité du raidissement thermique est donnée pour différentes températures d'exposition, i.e.  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $-15^{\circ}\text{C}$ ,  $-20^{\circ}\text{C}$ ,  $-25^{\circ}\text{C}$  et  $-30^{\circ}\text{C}$ , pour une fourchette de ratio de raidissement compris entre 1 et 4, soit le maximum permis par la norme CSA S6-14. Le scénario 1 défini plus haut a été utilisé aux fins de l'illustration. De plus, pour tenir compte de la possibilité la plus critique de combinaison de diverses expositions de température et de durée, comme décrite précédemment au scénario 1, la somme des probabilités associées à chacune de ces expositions menant à un même facteur  $R_T$  est considérée pour représenter la probabilité totale d'avoir ce même facteur de raidissement thermique.

Cette somme a toutefois été réalisée de manière à éviter les incohérences. Par exemple, advenant le cas où une seule journée sous une certaine température peut engendrer une valeur du ratio de raidissement  $R_T$ , seule la probabilité associée à la température la plus élevée, donc la plus probable, est utilisée. Pour cette raison, la courbe représentant la probabilité globale n'est pas toujours égale à la somme des courbes associées aux températures individuelles.

Il est à noter que les courbes ne commencent pas à un ratio de raidissement thermique de 1 car l'étude statistique des températures ne considère que des températures égales ou inférieures à  $-10^{\circ}\text{C}$ . Les courbes ne commencent pas non plus aux mêmes ordonnées car comme chacune d'elles est associée à des températures différentes, elles ont donc des ratios de raidissement minimum différents correspondant à la première journée d'exposition.

À l'inverse, les courbes se terminent aussi à des ordonnées différentes. Lorsque la courbe n'atteint pas l'abscisse, cela indique que la probabilité correspondante à 28 jours consécutifs est supérieure à zéro, comme c'est le cas pour Wabush à  $-10^{\circ}\text{C}$ . Comme les données sur les matériaux et sur les expositions au froid sont manquantes au-delà de cette période, il est donc difficile d'évaluer quelle est le raidissement thermique qui s'y produit.

Les résultats généralisés pour les 36 localités et les 3 types d'élastomère sont donnés à l'annexe A. À des fins d'exemple, les résultats pour les villes d'Ottawa, Montréal, Chicoutimi et Wabush sont présentés à la Figure 4.20. Ces résultats montrent que pour les caoutchoucs naturels considérés ici, la probabilité associée aux différents ratios de raidissement thermiques est contrôlée par différentes températures. Pour des probabilités supérieures à 10%, le raidissement instantané domine largement comme l'indiquent les courbes des critères individuels qui débutent à partir de la courbe

des probabilités globales. En revanche, pour les probabilités inférieures à 10%, c'est la probabilité de chaque critère qui contribue à élever la probabilité globale. Finalement, pour ce qui est du néoprène à l'étude, la probabilité globale est issue elle aussi des combinaisons des diverses températures, mais les expositions à des températures de  $-10^{\circ}\text{C}$  contribuent majoritairement au raidissement thermique.

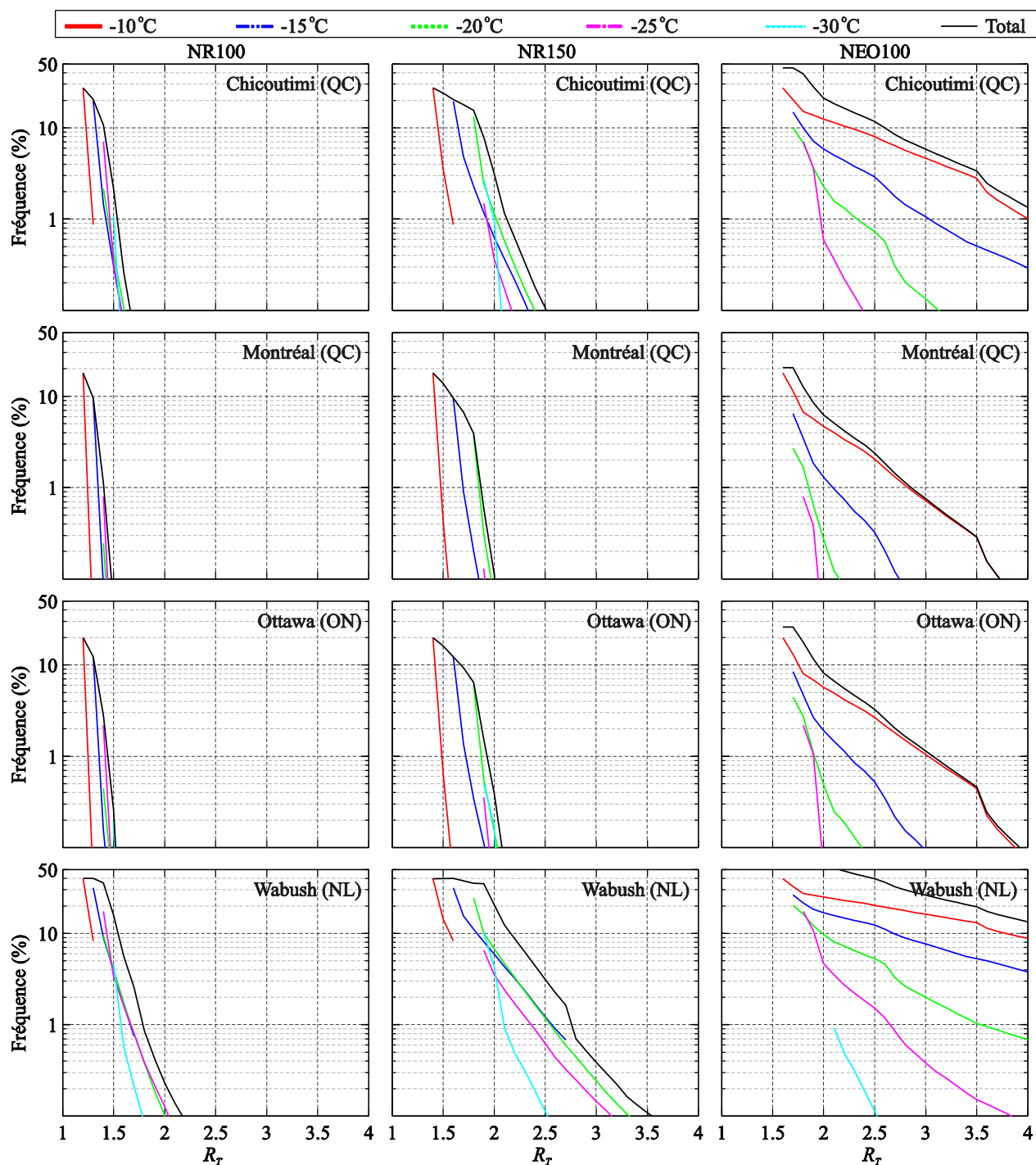


Figure 4.20: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour les villes de Chicoutimi (QC), Montréal (QC), Ottawa (ON) et Wabush (NL).

#### **4.4 Évaluation des exigences de la norme S6-14 relativement aux expositions au froid à considérer pour l'évaluation du raidissement thermique des isolateurs**

La section 4.10 du code portant sur l'isolation sismique est un récent ajout à la norme canadienne des ponts. Avant l'ajout de cette nouvelle matière, les effets thermiques ne jouaient un rôle que sur la dilatation des tabliers. Jusqu'à ce jour, il n'y avait donc que les températures historiques extrêmes qui étaient d'intérêt. Pour évaluer ces effets thermiques, des cartes du pays avec des courbes iso contour représentant les températures journalières historiques maximales et minimales enregistrées sur une période de 30 ans (Environnement Canada, 1975) sont données dans le code et sont encore aujourd'hui la seule référence en ce qui a trait aux expositions au froid.

La norme CSA S6-14 se penche sur les problèmes de raidissement thermique des élastomères dans un contexte sismique. Cependant, les données climatiques fournies par cette même norme pour évaluer les effets du froid peuvent donc ne pas être utilisables directement pour évaluer le comportement sismique d'un pont isolé. En effet, comme ce n'est pas le froid qui représente généralement l'événement le plus critique, mais plutôt une combinaison du séisme et du froid, il est donc nécessaire de sélectionner une température associée à une période de retour moins élevée que la température extrême historique, de manière à ce qu'elle puisse être concomitante avec un séisme dans la mesure du raisonnable. Il est donc important de définir les températures à considérer en concomitance avec un séisme sur la base de leur probabilité. De plus, comme le raidissement thermique des élastomères est le produit d'une température d'exposition et de la durée de cette exposition, et que ce raidissement est variable d'un matériau à l'autre, il est donc recommandé de disposer des températures d'exposition en fonction de leur durée d'exposition et de leur fréquence. De telles données ne sont actuellement pas disponibles. Pour s'assurer que toutes les conditions de cristallisation qui peuvent survenir en réalité sont reproduites au laboratoire, la norme CSA S6-14 préconise une période de 14 jours à la température minimale de service.

Néanmoins, disposant à présent des données météorologiques et statistiques compilées, il est possible d'évaluer les recommandations du code. Parmi les points observés, les remarques suivantes peuvent être faites :

#### **4.4.1 Choix du niveau d'intensité d'exposition au froid pour les essais des séismes de période de retour de moins de 2% en 50 ans**

La norme CSA S6-14 demande de considérer une exposition au froid égale à la température minimale de service pendant 14 jours consécutifs. En considérant que la cristallisation est affectée par la température moyenne journalière, il est donc très conservateur de considérer la température minimale de service comme température potentiellement concomitante avec un séisme, quelle que soit sa probabilité. En effet, cette température correspond à la température moyenne journalière minimale enregistrée en 30 ans (environnement Canada, 1975) et a donc une probabilité d'occurrence journalière de 1/10950, soit  $9.13 \times 10^{-5}$ , ce qui est très faible.

De plus, selon les analyses menées précédemment, même en considérant la température minimale journalière comme référence pour la cristallisation, la probabilité d'avoir une seule journée consécutive à une température égale à la température minimale de service reste très faible et une durée d'exposition de 14 jours à cette température est impossible. En effet, même en remontant dans l'historique le plus ancien d'Environnement Canada i.e. 175 ans, la température minimale de service n'a jamais eu lieu plus de 2 jours consécutifs.

#### **4.4.2 Choix de la température de concomitance**

Le code stipule que la température de concomitance à utiliser pour l'évaluation des effets du froid pour un séisme de période de retour de 2% en 50 ans correspond à la moyenne entre 15°C et la température minimale de service. Dans les cas de villes sujettes aux expositions au froid et aux séismes, tels que Montréal, Québec, La Malbaie et Chicoutimi, les températures de concomitance sont respectivement de -9.5°C, -7.5°C, -7.5°C et -9.8°C, comme l'indique le tableau Tableau 4.7. Or, comme le montrent les courbes de Yakut et Yura (2002) de la Figure 2.12, pour un matériau adapté au froid comme le NR100, aucune cristallisation n'a lieu à ces températures et le raidissement instantané y est très faible. Ces températures ne sont donc pas assez basses pour mesurer un effet du froid de façon appréciable.

À titre indicatif, le Tableau 4.7, compare les températures moyennes journalières minimales données par la norme S6-14 et obtenues à partir des données d'Environnement Canada pour les 36 villes analysées. Les températures de concomitance et les fréquences cumulées correspondantes y sont également indiquées. Les résultats indiquent que dans le cas de certaines villes, les

températures moyennes journalières minimales sont sous-estimées par plus de 5°C. Cela n'est pas surprenant, car la norme S6-14 se fie à des historiques de données météorologiques entre 1940 et 1970.

Tableau 4.7: Température minimale de service et température concomitante selon les données de la norme S6-14 et selon les données historiques d'Environnement Canada

Localité	$T_{moy}^{(-)}$		$\Delta T$	$T_{concomitante}$		$CF_{moy}$	
	Env. Can. (°C)	S6-14 (°C)		Env. Can. (°C)	S6-14 (°C)	Env. Can	S6-14
Baie-Comeau (QC)	-34.5	-33	1.5	-9.8	-9.0	20%	21%
Calgary (AB)	-41.7	-37	4.7	-13.4	-11.0	10%	12%
Chatham (ON)	-23.1	-24	-0.9	-4.1	-4.5	14%	13%
Chicoutimi (QC)	-38.1	-34.5	3.6	-11.6	-9.8	19%	22%
Edmonton (AB)	-41.4	-41	0.4	-13.2	-13.0	13%	13%
Fort McMurray (AB)	-48.7	-44	4.7	-16.9	-14.5	17%	21%
Fort St John (BC)	-41.8	-41	0.8	-13.4	-13.0	16%	17%
Fredericton (NB)	-29.5	-28.5	1	-7.3	-6.8	17%	18%
Gaspé (QC)	-33.4	-29	4.4	-9.2	-7.0	19%	23%
Grande Prairie (AB)	-48.3	-42	6.3	-16.7	-13.5	12%	16%
Halifax (NS)	-21.5	-22	-0.5	-3.3	-3.5	16%	15%
Kamloops (BC)	-32.5	-27	5.5	-8.8	-6.0	5%	8%
Kapuskasing (ON)	-39.2	-38	1.2	-12.1	-11.5	23%	24%
Kingston (ON)	-30	-30	0	-7.5	-7.5	13%	13%
La Malbaie (QC)	-32	-30	2	-8.5	-7.5	21%	23%
Lethbridge (AB)	-38.9	-38	0.9	-12.0	-11.5	10%	10%
Montréal (QC)	-31.4	-34	-2.6	-8.2	-9.5	16%	13%
Ottawa (ON)	-35.3	-32	3.3	-10.2	-8.5	14%	17%
Prince Albert (SK)	-42.5	-42.5	0	-13.8	-13.8	20%	20%
Prince George (BC)	-41.5	-40	1.5	-13.3	-12.5	8%	9%
Prince-Rupert (BC)	-18.9	-20	-1.1	-2.0	-2.5	6%	5%
Québec (QC)	-32.5	-30	2.5	-8.8	-7.5	19%	22%
Regina (SK)	-43.3	-40	3.3	-14.2	-12.5	17%	19%



Tableau 4.7: Température minimale de service et température concomitante selon les données de la norme S6-14 et selon les données historiques d'Environnement Canada (Suite)

Localité	$T_{moy}^{(-)}$		$\Delta T$	$T_{concomitante}$			$CF_{moy}$	
	Env. Can.	S6-14		Env. Can.	S6-14	Env. Can	S6-14	
	(°C)	(°C)		(°C)	(°C)	(°C)		
Saskatoon (SK)	-48.1	-42	6.1	-16.6	-13.5	14%	19%	
Sept-Îles (QC)	-32.8	-33	-0.2	-8.9	-9.0	24%	23%	
Sherbrooke (QC)	-31.5	-32	-0.5	-8.3	-8.5	17%	17%	
St John's (NL)	-21.3	-23	-1.7	-3.2	-4.0	21%	18%	
Sudbury (ON)	-33.9	-34.5	-0.6	-9.5	-9.8	19%	18%	
Thunder Bay (ON)	-33.6	-34	-0.4	-9.3	-9.5	22%	22%	
Toronto (ON)	-27.2	-28	-0.8	-6.1	-6.5	11%	11%	
Val-d'Or (QC)	-38.6	-36	2.6	-11.8	-10.5	21%	23%	
Vancouver (BC)	-14.5	-14	0.5	0.3	0.5	6%	7%	
Victoria (BC)	-13.7	-14	-0.3	0.7	0.5	3%	3%	
Wabush (NL)	-38.4	-40	-1.6	-11.7	-12.5	31%	29%	
Williams Lake (BC)	-36.7	-30	6.7	-10.9	-7.5	8%	13%	
Winnipeg (MB)	-38.6	-38	0.6	-11.8	-11.5	21%	22%	

#### 4.4.3 Variabilité de la probabilité associée à la température de concomitance et sa durée d'exposition selon la localité

Faire la moyenne de la température minimale de service et de 15°C est un artifice mathématique visant à obtenir une température dont l'occurrence est plus élevée que la température minimale de service. Cependant, cette mesure a pour effet de débalancer les probabilités associées aux températures de concomitance. En effet, après vérifications, il s'est avéré que la probabilité de dépassement de la température minimale de concomitance peut grandement varier d'une localité à l'autre, comme le montre la Figure 4.21.

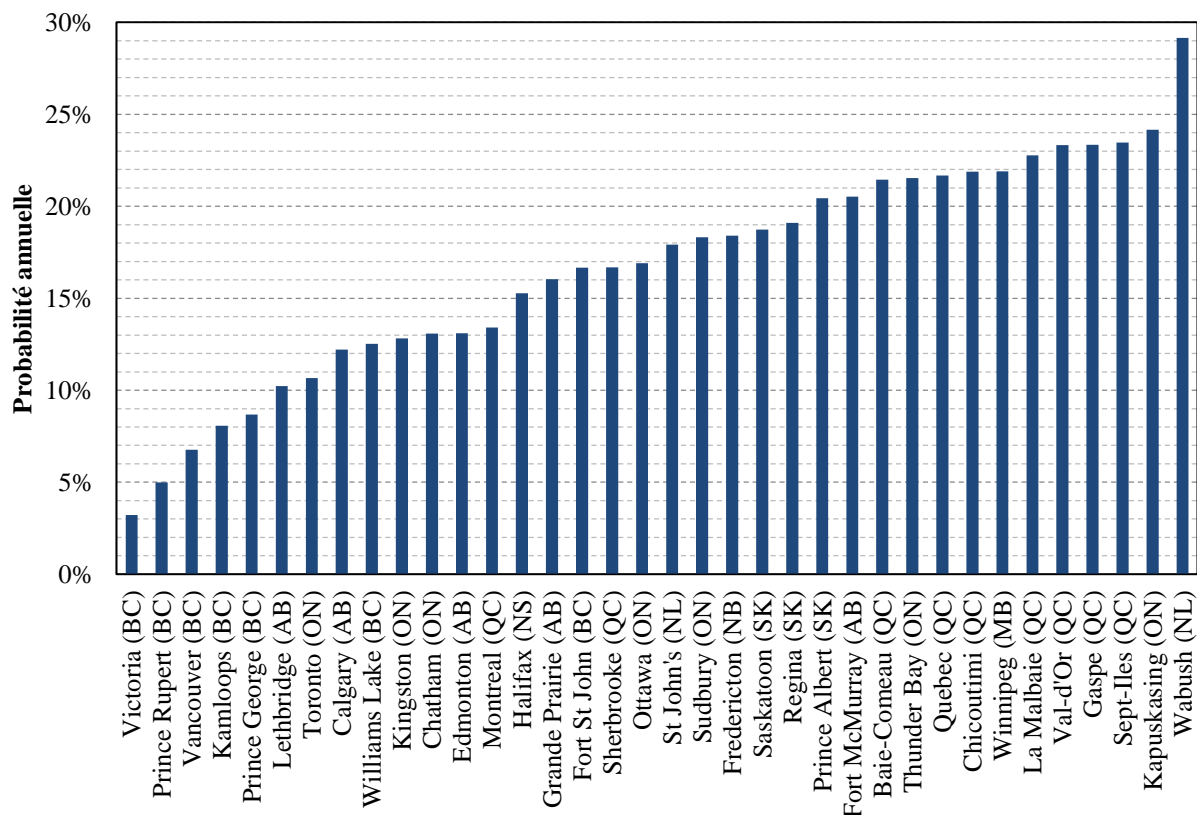


Figure 4.21: Probabilité que la température moyenne journalière soit inférieure à la température concomitante pour les 36 localités analysées

Les résultats montrent que la probabilité d'atteinte ou de dépassement de la température concomitante est en moyenne de 17% et varie entre 3% et 29%, ces deux valeurs extrêmes étant enregistrées à Victoria et Wabush respectivement. Pour ce qui est de la région de la vallée du Saint-Laurent, ces probabilités varient entre 21% et 23%, à l'exception de Montréal, où la probabilité de dépassement est près de 2 fois inférieure, avec 13%. Au point de vue statistique, si les températures minimales de service ont théoriquement la même probabilité d'un endroit à l'autre, i.e.  $1/(30 \text{ ans} \times 365 \text{ jours})$ , la température concomitante peut quant-à-elle donner des résultats dont la probabilité associée peut varier d'un facteur 10 d'un endroit à l'autre. Donc, réaliser des essais avec les températures de concomitance peut être très conservateur pour une région donnée, et ne pas l'être suffisamment pour une autre. La méthode de calcul de la température concomitante présente donc le désavantage de ne pas être équiprobable d'une localité à l'autre.

Bien que la température de concomitance soit posée égale à la moyenne entre  $15^{\circ}\text{C}$  et la température minimale de service, pour ce qui est du raidissement thermique, le commentaire du

code stipule toutefois que les essais à une telle température suivent ceux effectués à la température minimale de service maintenue pendant 14 jours. Selon le type d'isolateur et selon le temps entre ces deux essais, il est donc possible que le raidissement thermique diminue jusqu'à atteindre une valeur correspondante approximativement à une exposition de 14 jours à la température concomitante. Or, encore une fois, la probabilité de dépassement de ce critère est très variable d'un endroit à l'autre, comme le montre la Figure 4.22. Pour les localités de la vallée du Saint-Laurent, à l'exception de Montréal, les probabilités varient généralement entre 2% et 3%. Wabush représente quant à lui un cas d'exception avec une probabilité de dépassement de plus de 7%.

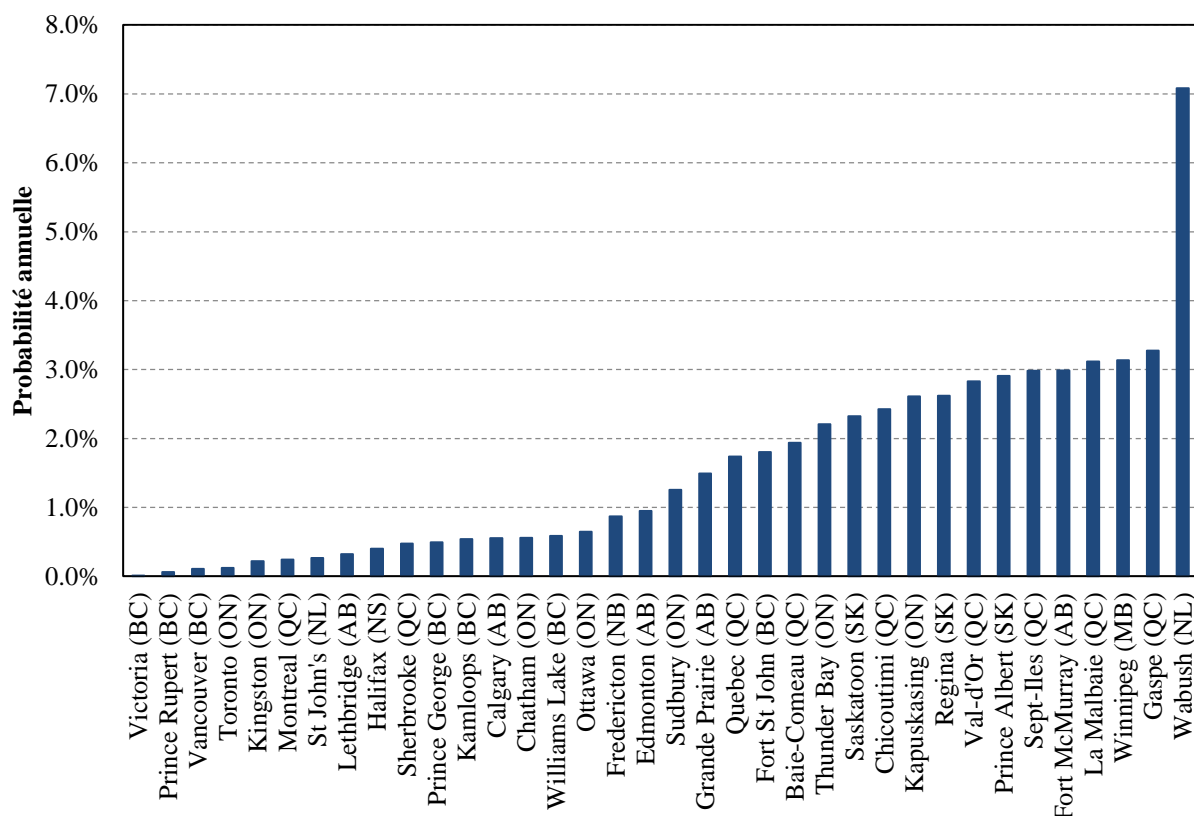


Figure 4.22: Probabilité que la température moyenne journalière soit inférieure à la température concomitante pendant 14 jours consécutifs, pour les 36 localités analysées

#### 4.4.4 Variation du niveau de probabilité relativement aux différents niveaux de performance

Le code définit différents niveaux de performance des structures en fonction de son endommagement et de son état de service après séisme. Le niveau de performance requis pour la

conception dépend de la fréquence de l'événement à considérer, soit le séisme. Pour un événement très rare, il est par exemple acceptable que la structure ait un certain endommagement. En revanche, pour un événement pouvant se produire plus fréquemment, donc de plus grande probabilité, l'endommagement toléré est grandement réduit.

Dans le cas de structures étant affectées par le froid, tels que les ponts isolés sismiquement à l'aide d'isolateurs en élastomère, le même raisonnement est applicable. Cependant, pour tenir compte des effets du froid, le code demande à ce que des températures moins fréquentes soient utilisées pour les analyses faites avec des séismes plus fréquents. Cette approche peut sembler logique et intuitive, cependant, du point de vue statistique, cela vient déséquilibrer les rapports de probabilités initialement posés. Ainsi, pour que les rapports entre les probabilités des différents critères de performance restent les mêmes, il faudrait plutôt qu'un même niveau d'exposition au froid soit utilisé, peu importe le niveau de séisme considéré.

En comparant les probabilités associées aux températures concomitantes avec les probabilités associées aux températures minimales de service, on s'aperçoit que leur rapport est démesuré comparativement à celui des probabilités des séismes qui y sont associés. En effet, la probabilité augmente d'un facteur 2.5 entre un séisme de 2% à 5% en 50 ans alors que cette probabilité augmente d'un facteur de 300 à 3000, pour les 36 villes analysées, en posant que la température minimale de service puisse être atteinte et maintenue pendant 14 jours consécutifs une fois tous les 30 ans.

En considérant le froid comme le demande le code, on obtiendrait par exemple qu'à La Malbaie, la probabilité combinée du froid avec un séisme de 2% en 50 ans est 1007 fois plus probable que celle du froid avec un séisme de 5% en 50 ans. Cela mène donc à une incohérence.

Le déséquilibre entre les probabilités des deux niveaux de performance suggère donc qu'il serait tout de moins souhaitable de réduire ces écarts en augmentant l'intensité du froid pour les séismes de 2% en 50 ans et en diminuant l'intensité de l'exposition au froid pour les séismes de périodes de retour plus courtes. En plus d'être plus consistantes au point de vue statistique, ces modifications permettraient également de corriger les éléments mentionnés précédemment aux points 1 et 2.

#### **4.4.5 Niveau de performance associée à la probabilité du séisme et non à la probabilité des événements sismiques et thermiques combinés**

Un autre questionnement possible quant aux choix des expositions au froid à considérer concerne les différentes combinaisons possibles d'événement thermiques et sismiques pour une même probabilité combinée. En effet, plusieurs combinaisons de séismes et d'expositions au froid peuvent avoir une même probabilité combinée, mais la réponse de la structure qui en résulte peu quant à elle plus ou moins critique selon le cas.

Par exemple, posons qu'une exposition au froid d'une probabilité d'occurrence de 5% annuellement doit être considérée en concomitance avec un séisme de 2% en 50 ans pour un certain niveau de performance. Une exposition au froid d'une probabilité d'occurrence deux fois plus petite, i.e. 2.5% annuellement peut donc être considérée en concomitance avec un séisme de probabilité d'occurrence deux fois plus grande, i.e. 4% en 50 ans, tout en conservant une même probabilité combinée. Selon le matériau et la localité, il est alors possible que le premier cas ou le second engendre de plus grands efforts dans la structure.

Cette problématique n'est pas adressée dans la norme et aucune recherche n'a été faite à ce sujet à ce jour. Pour répondre à cette question, des analyses structurales utilisant les résultats de la section 4.3 doivent être réalisées. Ces analyses seront réalisées à la section 5.4.

#### **4.4.6 Restrictions entourant le second essai à basse température**

Pour ce qui est des essais à basse température, le code demande à ce que l'isolateur soit testé après qu'il ait été maintenu à la température minimale de service pendant 14 jours consécutifs. Il est ensuite demandé que l'isolateur soit testé à nouveau cette fois après que sa température interne ait atteint la température de concomitance. Les délais à respecter entre les deux essais ne sont toutefois pas spécifiés. La nature de l'isolateur de même que la procédure utilisée pour la transition entre le premier et le second essai à basse température peuvent donc être une source de variation des résultats. En effet, les critères entourant la réalisation du second essai à basse température font en sorte qu'il peut être difficile d'évaluer le niveau d'intensité du froid correspondant au raidissement thermique observé. Par exemple, si l'isolateur est doté d'un noyau de plomb, ce dernier dissipera de la chaleur lors du premier essai et le matériau se réchauffera. Il faudra alors réfrigérer le spécimen à nouveau pour que sa température interne se stabilise à la température concomitante.

Comme cette température est beaucoup plus élevée que la température minimale de service à laquelle a eu lieu la cristallisation de l'élastomère pendant 14 jours pour le premier essai, soit un écart de température de 25°C dans le cas de Montréal, la décristallisation devrait être importante. Effectivement, en se basant sur les résultats pour Minneapolis à la Figure 2.14, on constate qu'une telle augmentation de la température peut diminuer de moitié le raidissement thermique global (Cristallisation + raidissement instantané) dans une période d'aussi peu que 12 à 24 heures. Si les isolateurs sont maintenus plus de temps que requis à la température concomitante en attendant d'être testé à nouveau, la rigidité mesurée lors du second essai peut donc être considérablement variable selon la façon dont sont gérés les spécimens lors de la transition entre les 2 essais. En revanche si l'isolateur n'a pas de noyau de plomb, le réchauffement de l'élastomère sera pratiquement négligeable. À la suite du test, il serait donc possible de laisser le spécimen se réchauffer à la température ambiante directement sur le banc d'essai puis de le tester dès que sa température interne atteindra la température concomitante. Ce réchauffement pouvant se réaliser en 2 heures selon la Figure 2.21, le raidissement thermique instantané pourrait donc s'ajuster, mais la décristallisation quant à elle risquerait de ne pas avoir lieu étant donné le court laps de temps. La rigidité thermique dans un tel cas serait donc plus grande lors du second essai qu'elle ne le serait dans le cas du spécimen avec noyau de plomb tel que discuté précédemment.

Comme les propriétés mécaniques de l'isolateur enregistrées lors du second essai servent à évaluer la performance de l'ouvrage lors du séisme le plus critique, une importance particulière doit être apportée ici. Le code devrait donc se prononcer sur la période à laquelle conserver l'isolateur à la température concomitante avant de procéder au second essai.

## CHAPITRE 5 ÉVALUATION DES EFFETS DU RAIDISSEMENT THERMIQUE SUR LES PONTS ISOLÉS SISMIQUEMENT

Comme discuté au Chapitre 4, le niveau d'exposition aux basses températures en lien avec le raidissement thermique des élastomères n'est pas uniforme en termes de température et de nombre de jours consécutifs. Ce chapitre a également démontré que le raidissement thermique des isolateurs peut être important dans plusieurs régions canadiennes. Cependant, pour mieux cerner les risques associés à ce phénomène, il est nécessaire de quantifier son impact sur la réponse sismique globale de la structure. En effet, le lien entre la rigidité des isolateurs et les efforts dans la structure du pont n'est pas simple. Afin d'évaluer l'importance du raidissement thermique, ce chapitre présente une analyse paramétrique pour examiner l'augmentation des efforts dans une sous-structure élastique d'un pont (pile, culée, pieux, etc.), en fonction du ratio de raidissement thermique des isolateurs, dénoté  $R_T$ . Des analyses, temporelles non linéaires, sont ensuite réalisées sur quelques exemples de ponts afin d'évaluer avec plus de précision la réponse de la structure, mais aussi afin d'évaluer les effets des non-linéarités dans la sous-structure.

La ville de Montréal a été sélectionnée comme site pour effectuer les analyses sismiques paramétriques. Ce choix est dicté par le fait que Montréal présente à la fois un risque sismique important (classée deuxième au niveau du risque sismique au Canada), et subit une exposition significative aux basses températures.

### 5.1 Effets des basses températures sur les isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb

Comme discuté aux Chapitres 2 et 3, les isolateurs sismiques en élastomère avec noyau de plomb peuvent être modélisés par des éléments finis dont le comportement est bilinéaire, et dont les variations des propriétés mécaniques doivent être considérées, par exemple pour tenir compte du vieillissement des élastomères, mais surtout des effets thermiques.

La rigidité post-élastique est directement reliée au module de cisaillement de l'élastomère, tel qu'indiqué par l'équation (2.3), et est donc directement affectée par le raidissement thermique.

Il est donc possible de conclure que la rigidité post-élastique à basse température,  $K_{d\_froid}$ , peut être calculée en multipliant la rigidité post-élastique,  $K_{d\_pièce}$ , à une température de référence, correspondant à la température de la pièce, soit approximativement 20°C, par le ratio de raidissement thermique. Le ratio de raidissement thermique  $R_T$ , correspond au ratio de la rigidité en cisaillement de l'isolateur à basse température sur la rigidité en cisaillement de l'isolateur à température pièce, soit  $G_{froid}/G_{pièce}$ .

Pour ce qui est de  $Q_d$ , comme l'indique l'équation (2.3), sa valeur est directement liée à la contrainte effective du plomb  $\sigma_L$ , qui est affectée par sa température. Cependant, il est difficile d'évaluer la valeur de  $Q_d$ , car la température initiale du noyau de plomb dépend de la température ambiante, et qu'elle est ensuite grandement affectée par le niveau de plastification du plomb en fonction du nombre de cycles. Ce couplage n'est pas considéré dans ce chapitre qui se concentre plutôt sur l'évaluation des effets du raidissement thermique des élastomères sur le comportement de la structure.

## 5.2 Analyse paramétrique

### 5.2.1 Analyses

L'analyse paramétrique vise à étudier l'augmentation des efforts dans la sous-structure  $F_{sub}$  du pont suite au raidissement thermique des isolateurs, considérant des ponts de différentes propriétés. Les paramètres évalués dans cette analyse sont le ratio de raidissement thermique des isolateurs, la période fondamentale de la structure non isolée, les déplacements admissibles du tablier et la classe de sol.

Les analyses sont menées en considérant des ratios de raidissement thermique variant de 1.0 à 3.0, i.e. 1.0, 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0, 2.4 et 3.0. La période fondamentale de la structure non isolée  $T_{Nisol}$  correspond à la période fondamentale du pont analysé si le lien entre le tablier et la sous-structure est parfaitement rigide. Les paramètres des isolateurs i.e.  $K_d$  et  $Q_d$  sont obtenus par itération pour chaque pont considéré de manière à minimiser les efforts dans la sous-structure lorsqu'il n'y a aucun raidissement thermique, soit lorsque  $R_T = 1.0$ . La valeur minimale de  $K_d$  est posée égale à  $0.025W$ , où  $W$  est le poids sismique du tablier. Cette limitation est issue des recommandations de



Buckle et al. (2011). En dehors de cette restriction, il est à noter qu'aucune autre vérification n'a été faite quant aux critères de stabilité et de déformation relatifs aux dimensions de l'isolateur. Pour ce qui est des accélérations sismiques, le spectre d'accélération correspondant à un séisme de période de retour de 2% en 50 ans à Montréal est retenu pour cette analyse (Ressources naturelles Canada, 2010). Ce spectre a ensuite été modifié pour tenir compte des types de sols de classe A, C et E. Quatre valeurs de période fondamentale de la structure non isolée sont considérées, soit :  $T_{Nisol} = 0.2$  s, 0.4 s, 0.6 s et 0.8 s. Finalement, comme il sera discuté plus tard, le déplacement admissible du tablier servant de critère de conception a également un impact sur l'augmentation de la force dans la sous-structure. Les analyses sont donc réalisées pour différentes valeurs de déplacement limite, soit 30 mm, 40 mm, 50 mm, 60 mm et 70 mm, tout en respectant une période maximale  $T$  de 3 secondes.

Pour réaliser l'analyse paramétrique, un modèle employant la méthode de la charge uniforme avec une analyse spectrale unimodale est utilisé afin de réduire le temps d'analyse et ainsi étudier plus de cas. Le modèle représente une structure élastique n'ayant qu'un seul mode, comme le montre la Figure 5.1 (a). Cette hypothèse est particulièrement justifiée pour les ponts isolés, car dans la majorité des cas, leur mode fondamental sollicite à lui seul plus de 90% de la masse de la structure. Le modèle ne considère pas le jumelage de sous-structures de rigidité différentes telles que les culées et les piles.

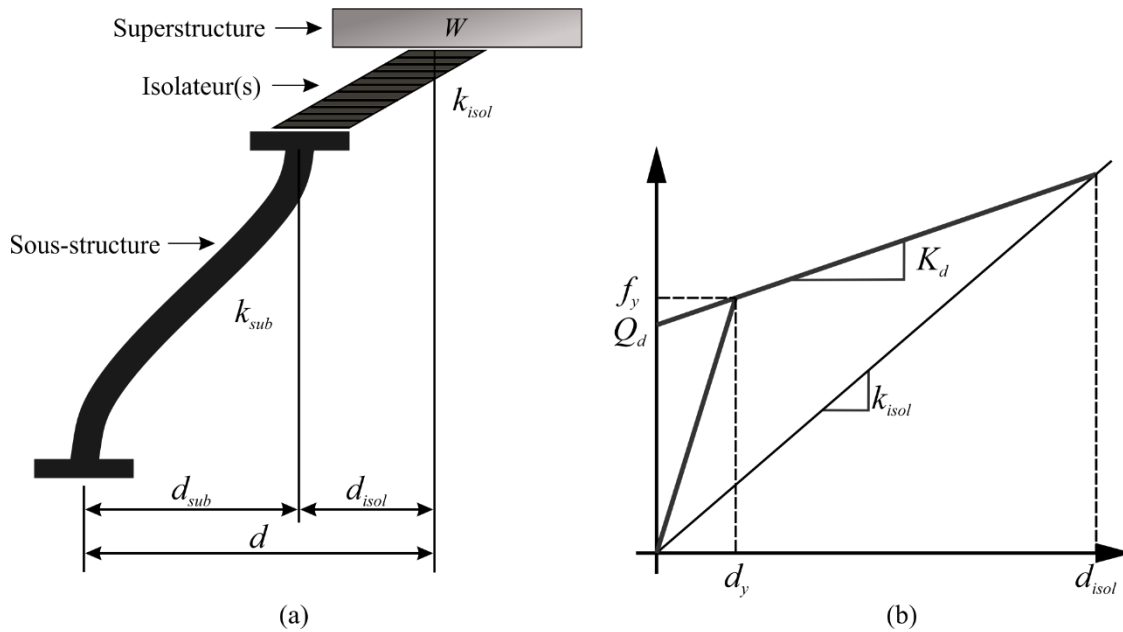


Figure 5.1: Modèle simplifié utilisé pour l'analyse paramétrique (a) paramètres de la structure globale, (b) paramètres de l'isolateur

La méthode de calcul est basée sur la méthode simplifiée proposée par la norme CSA S6-14 et Buckle et al. (2011). Pour assurer l'applicabilité de cette méthode, les limites prescrites à l'article 4.10.5.3 de la norme S6-14 sont imposées aux modèles analysés tel que suit :

1. L'amortissement  $\zeta$  est limité à 30%, sauf pour les cas où  $S_a(0.2)/S_a(2.0) \geq 8.0$  où l'amortissement maximum est alors limité à 40%.
2. La période de vibration effective dans la direction analysée est inférieure à  $T = 3$  s
3. Le pont ne repose pas sur un sol de classe F.

La méthode simplifiée a été programmée sous « Visual Basic for application » (Office, 2013) sous Excel. Un algorithme a été développé de manière à faire itérer les paramètres représentant le comportement mécanique des isolateurs à l'intérieur de certaines plages de valeurs admissibles de manière à minimiser les efforts sismiques transmis à la sous-structure lorsque l'élastomère est à température pièce. Une fois les paramètres de l'isolateur trouvés, les forces transmises à la sous-structure sont calculées pour différents niveaux de raidissement thermique de l'élastomère. Pour ce faire, la rigidité post-élastique est augmentée en la multipliant par les ratios de raidissements

thermiques retenus. En somme, cette étude paramétrique regroupe 600 analyses couvrant les effets de 4 paramètres sur le comportement sismique des ponts étudiés.

### **5.2.2 Résultats et discussions**

Les résultats de l'analyse paramétrique sont montrés sous forme de graphique à la Figure 5.2, illustrant l'augmentation des efforts induits dans la sous-structure en fonction du raidissement thermique pour différents types de pont et différentes classes de sol pour la ville de Montréal. Ces résultats montrent que les efforts augmentent avec le raidissement thermique. Cela est dû à une combinaison de deux causes. Premièrement, lorsque les isolateurs se rigidifient, la période fondamentale de la structure est réduite, ce qui a comme conséquence d'augmenter l'accélération spectrale, comme le montre la Figure 2.1 (a). Cette amplification de l'accélération sismique augmente donc nécessairement la force exercée sur la sous-structure. Deuxièmement, l'amortissement, donné par l'équation (2.2), diminue lorsque l'isolateur subit un raidissement thermique, principalement puisque la rigidité effective de la structure isolée augmente. La diminution de l'amortissement a donc pour effet d'augmenter l'accélération spectrale, comme le montre la Figure 2.1 (b), et par conséquent les efforts induits dans la sous-structure. Il est toutefois bon de rappeler ici qu'en condition normale le raidissement thermique de la cheville de plomb aurait pour effet d'augmenter l'amortissement de la structure.

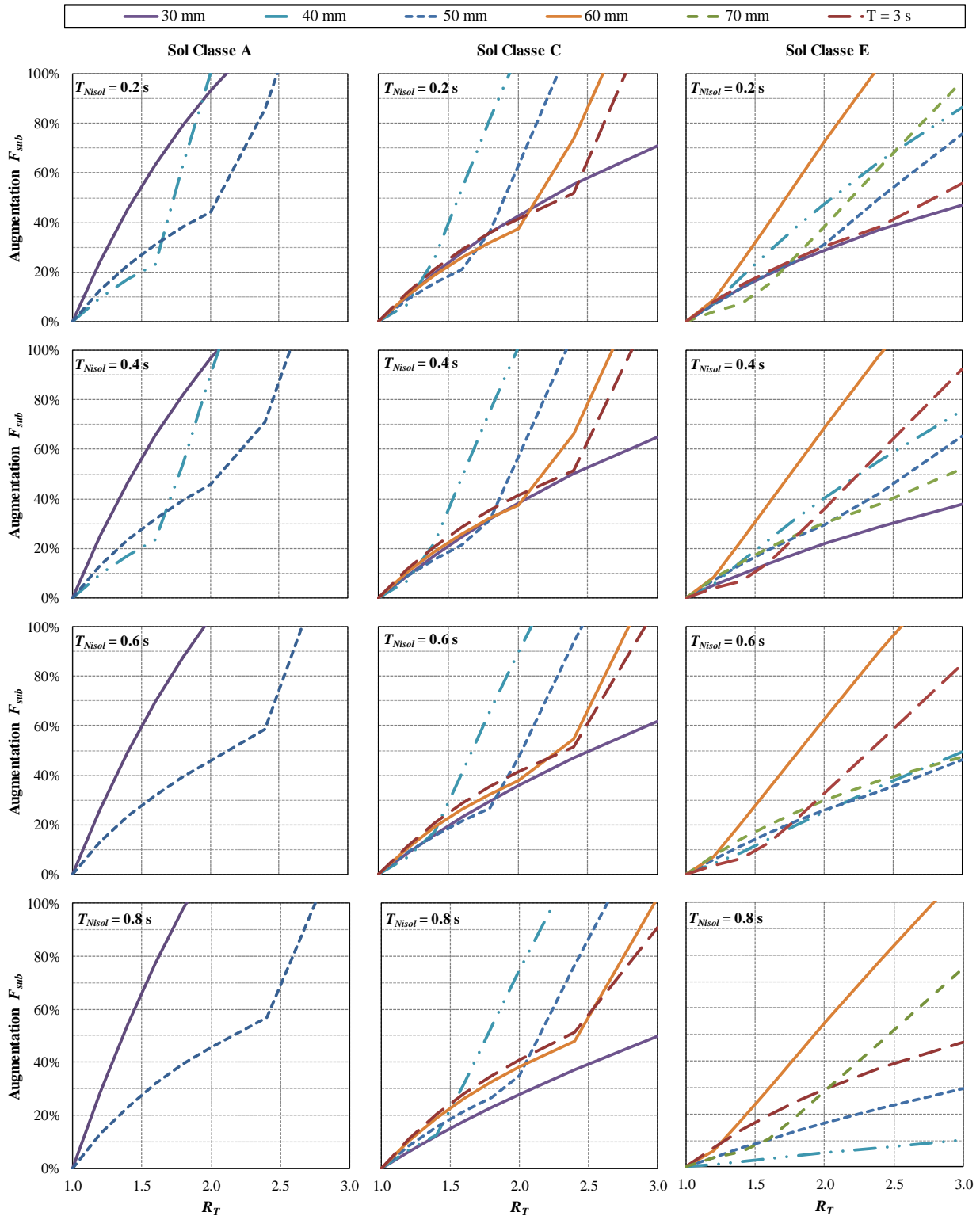
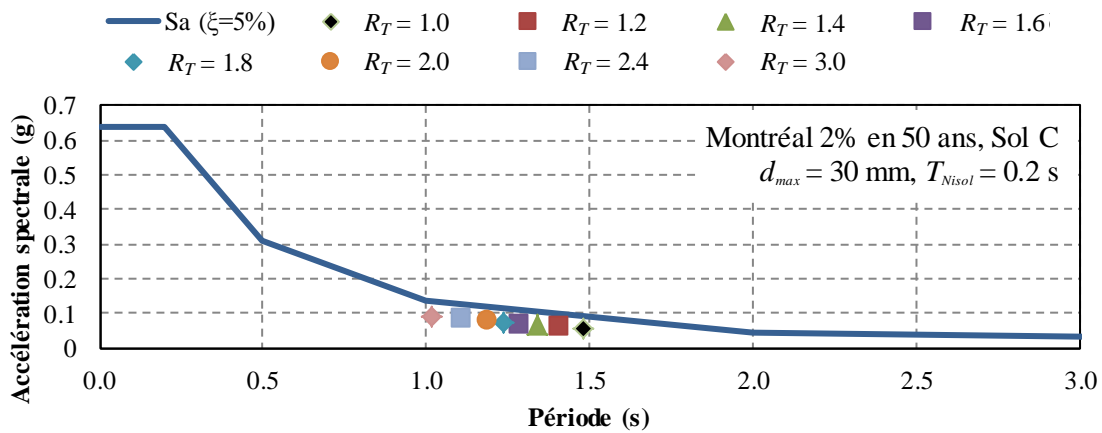


Figure 5.2: Augmentation des efforts dans la sous-structure du pont en fonction du raidissement thermique pour différents types de pont et différentes classes de sol pour la ville de Montréal

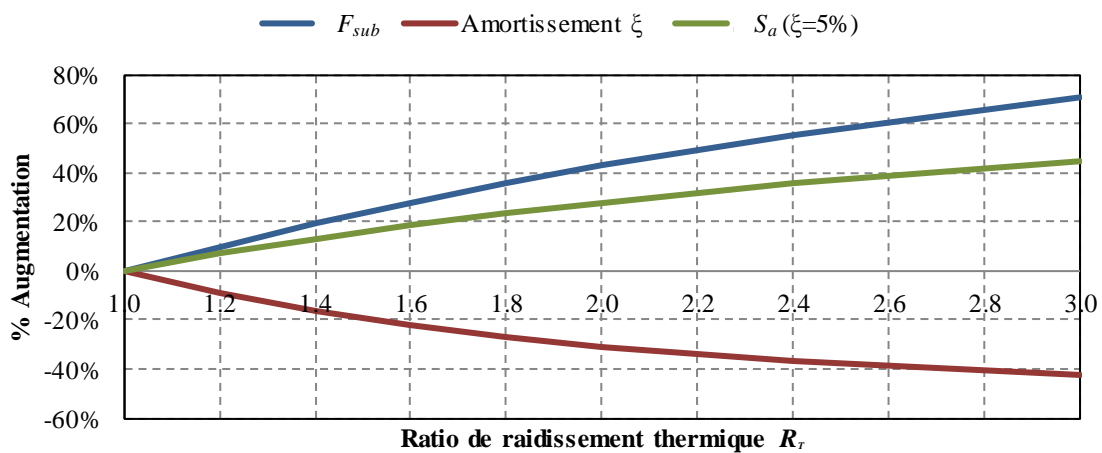
Les figures 5.3, 5.4 et 5.5 montrent trois différents cas où l'on peut voir à la fois l'augmentation des accélérations spectrales due à la diminution des périodes, et la diminution de l'amortissement due à l'augmentation de la rigidité effective. Il est à noter que les accélérations spectrales données aux figures 5.3 (a), 5.4 (a) et 5.5 (a) pour les modèles avec des ratios de raidissement thermique variant de 1.0 à 3.0 tiennent compte de l'amortissement de la structure isolée. Les accélérations spectrales de ces modèles sont donc inférieures ou égales à celles du spectre de conception qui est donné pour un amortissement de 5%, comme le montre l'équation (5.1) donnant l'accélération spectrale corrigée pour l'amortissement.

$$S_a = S_{a(\xi=5\%)} \left( \frac{0.05}{\xi} \right)^{0.3} \quad (5.1)$$

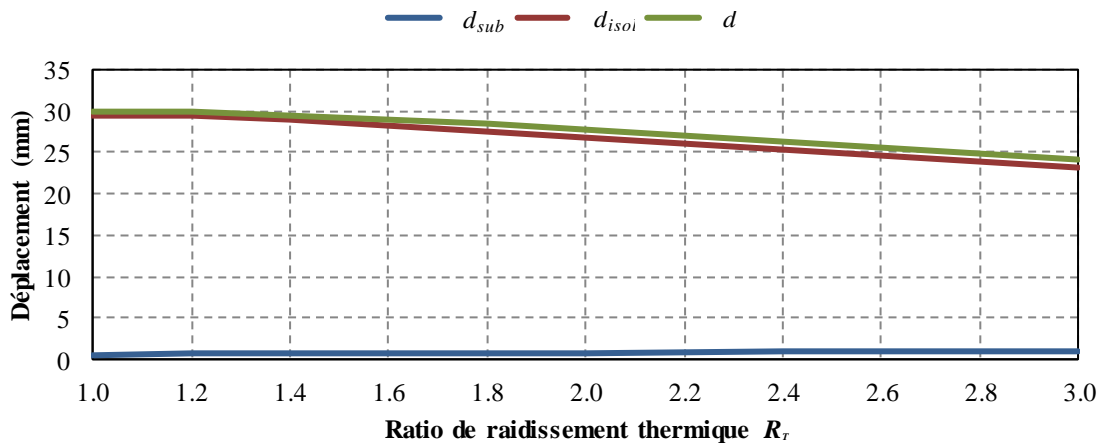
Comme le montre la Figure 5.3 (b), les augmentations des forces sont plutôt linéaires. Cependant, dans bien des cas, un fort changement de pente est observable sur les courbes à partir d'une certaine valeur de  $R_T$ . Cela est dû au fait que le spectre des accélérations adopté est interpolé linéairement entre les points formant ce dernier. En effet, pour un sol de classe C et pour un déplacement maximum de 30 mm, les périodes des ponts étudiés en condition chaude comme en conditions froides restent toujours dans un tronçon parfaitement linéaire du spectre, tel qu'illustré sur la Figure 5.3 (a). Ceci explique l'augmentation plutôt linéaire des forces. En revanche, pour une structure dont la période fondamentale non isolée est de 1.0 s et dont le déplacement est limité à 40 mm, un changement de pente est observable lorsque la période effective dépasse 2.0 s. Comme montré sur la Figure 5.5 (a), ce changement de pente correspond à une augmentation des accélérations spectrales et des forces lorsque la période diminue en deçà de 2.0 s, soit lorsque le ratio de raidissement thermique  $R_T$  est supérieur à 1.6.



(a)

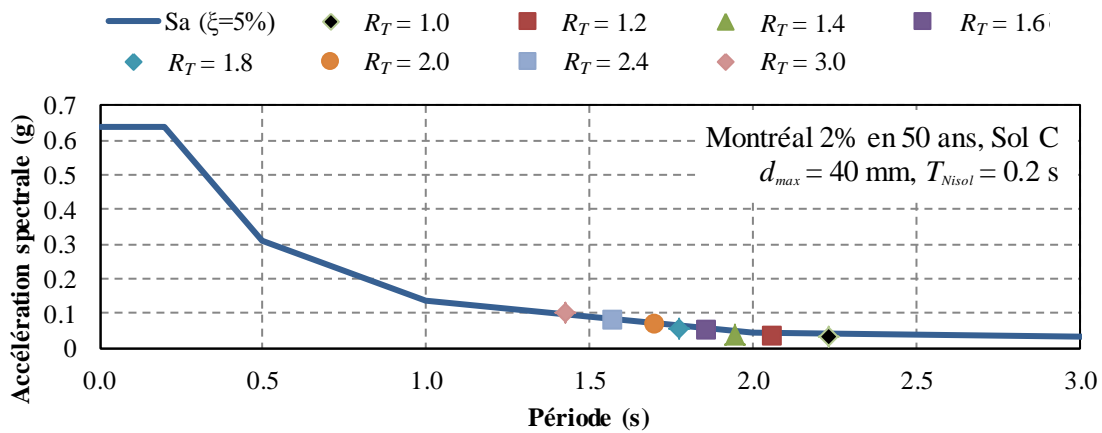


(b)

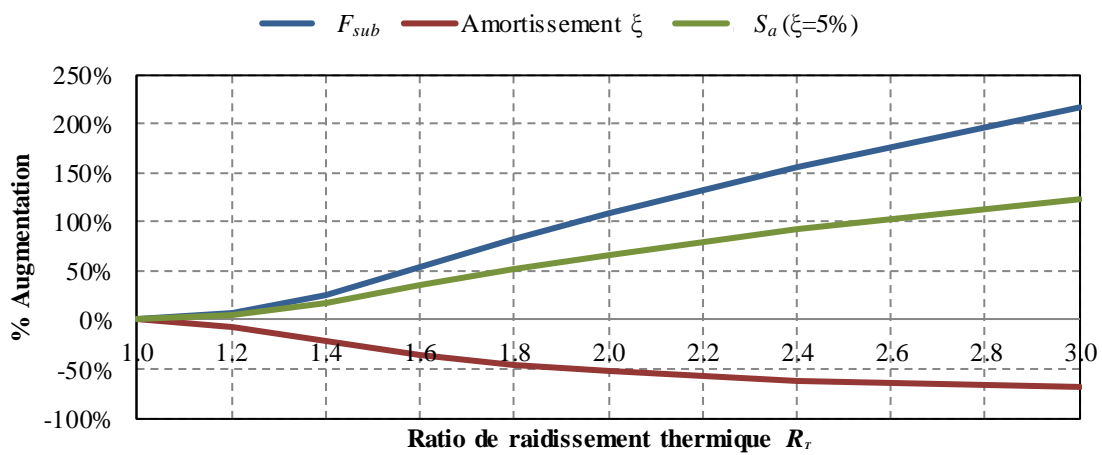


(c)

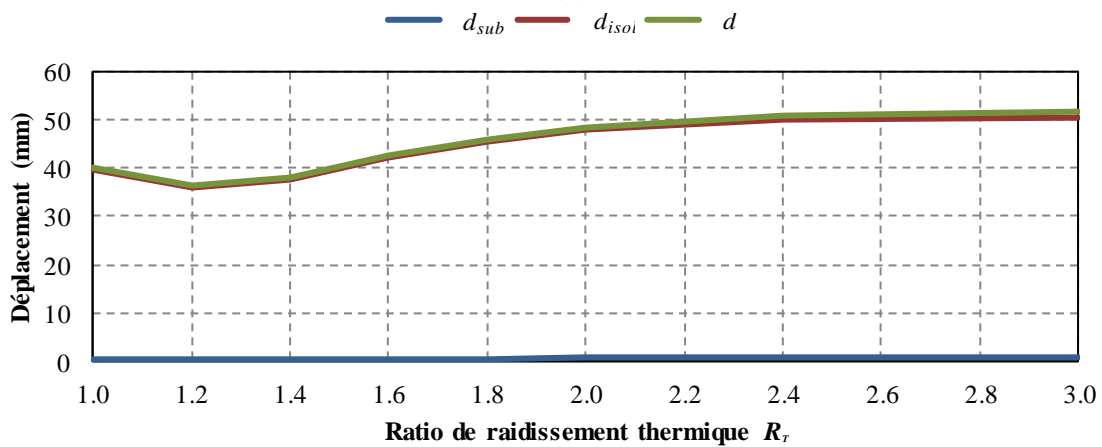
Figure 5.3: Pont isolé à Montréal sur sol classe C conçu pour  $d_{max} = 30$  mm,  $T_{Nisol} = 0.2$  s. (a) Variation de  $S_a$  et  $T_{eff}$  selon  $R_T$ , (b) Augmentation de  $F_{sub}$ ,  $\xi$  et  $S_a$  en fonction de  $R_T$ , (c) Variation des déplacements selon  $R_T$



(a)

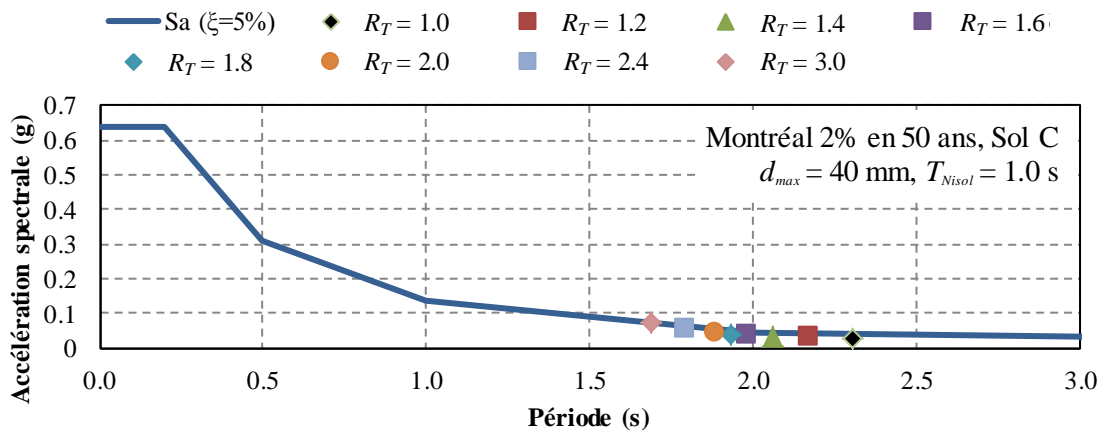


(b)

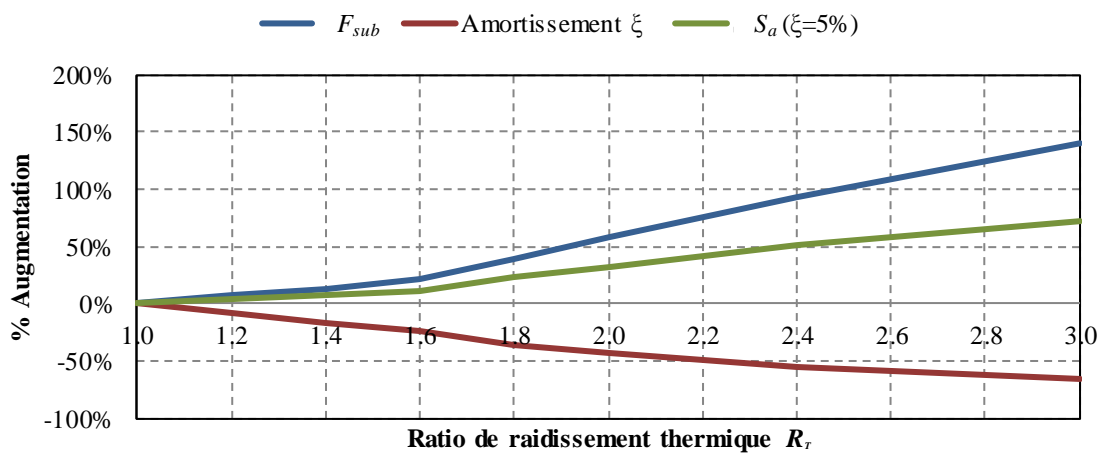


(c)

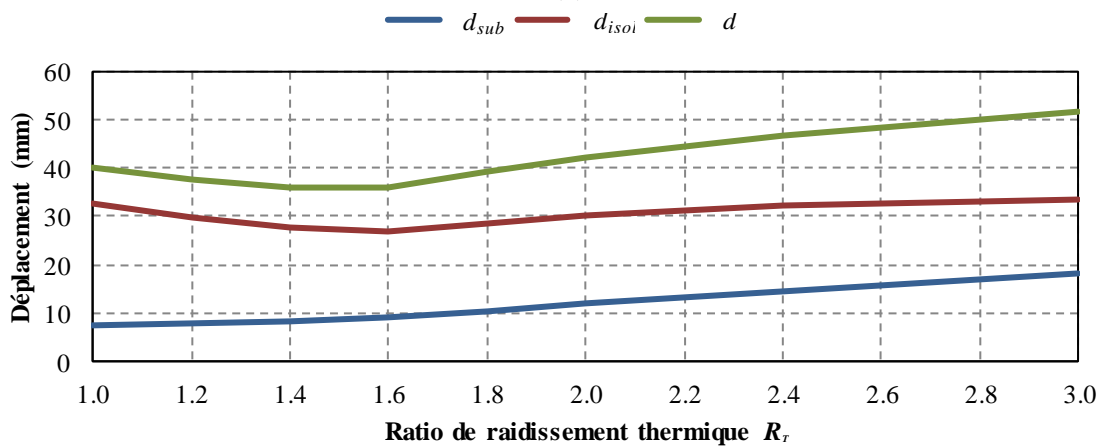
Figure 5.4: Pont isolé à Montréal sur sol classe C conçu pour  $d_{max} = 40$  mm,  $T_{Nisol} = 0.2$  s. (a) Variation de  $S_a$  et  $T_{eff}$  selon  $R_T$ , (b) Augmentation de  $F_{sub}$ ,  $\xi$  et  $S_a$  en fonction de  $R_T$ , (c) Variation des déplacements selon  $R_T$



(a)



(b)



(c)

Figure 5.5: Pont isolé à Montréal sur sol classe C conçu pour  $d_{max} = 40$  mm,  $T_{Nisol} = 1.0$  s. (a) Variation de  $S_a$  et  $T_{eff}$  selon  $R_T$ , (b) Augmentation de  $F_{sub}$ ,  $\xi$  et  $S_a$  en fonction de  $R_T$ , (c) Variation des déplacements selon  $R_T$



Un autre point marquant des résultats est le fait que les déplacements du pont peuvent dans certains cas augmenter avec le raidissement thermique des isolateurs. Effectivement, comme le montre les figures 5.4 (c) et 5.5 (c), les déplacements totaux du tablier et les déplacements internes des isolateurs  $d_{isol}$  en condition froide peuvent augmenter jusqu'à 25% relativement aux déplacements obtenus à température pièce. Cette augmentation des déplacements, malgré l'augmentation de la rigidité, est comme pour l'augmentation des forces causée par l'amplification des accélérations spectrales, qui rappelons-le, est due au raccourcissement de la période fondamentale des suites du raidissement thermique.

Aussi, en comparant les figures 5.4 (c) et 5.5 (c), on remarque que dans les cas des sous-structures plus flexibles, l'augmentation des déplacements du tablier a tendance à être issue des déplacements de la sous-structure dans une plus grande proportion, comparativement aux déformations des isolateurs, qui deviennent moins importantes. En effet, dans de tels cas, avec le raidissement thermique, les isolateurs ont tendance à devenir plus rigide que la sous-structure, ainsi les déplacements dans les isolateurs tendent vers zéro alors que ceux de la sous-structure tendent vers le déplacement total du tablier.

À l'inverse, dans le cas de ponts dont la sous-structure est plus rigide, les déplacements dans les isolateurs sont susceptibles d'augmenter avec l'augmentation du raidissement thermique, car malgré un tel raidissement, la rigidité des isolateurs en condition froide reste inférieure à celle de la sous-structure, ainsi cette dernière n'est pas apte à accommoder le déplacement imposé. La présence ou non d'une augmentation des déplacements dans les isolateurs pour une sous-structure de pont rigide dépend toutefois des accélérations spectrales et des déplacements admissibles au tablier, car ces derniers influencent le dimensionnement des chevilles de plomb. Pour ce qui est des déplacements admissibles au tablier, leurs impacts sont observables aux figures 5.3 (c) et 5.4 (c), où l'on constate que, bien que les périodes des structures non isolées soient les mêmes, les déplacements dans les isolateurs diminuent dans le premier cas alors qu'ils augmentent dans le second. Cela est explicable par le fait que la structure ayant le déplacement admissible le plus contraignant nécessite une plus grande contribution de la cheville de plomb à la rigidité effective de l'isolateur. Or, il faut noter que ces résultats ne tiennent pas compte des effets de la variation de  $Q_d$  en fonction de la température sur la réponse sismique des ponts étudiés.

## 5.3 Analyses temporelles non linéaires

Dans le but de voir si les non-linéarités ont un impact sur le comportement de la structure et afin de mesurer l'endommagement de cette dernière, des analyses temporelles non linéaires sont effectuées. Ce type d'analyse pouvant être long et complexe, le nombre de ponts étudiés a donc été limité à trois. La conception de ces trois ponts est basée sur trois critères de conception différents, soit : (1) un déplacement admissible limité à 60 mm et peu de fissuration tolérée, (2) un déplacement admissible limité à 60 mm et une fissuration significative tolérée, et (3) une période maximale de 3 secondes sans limites de déplacement admissibles du tablier et un peu de fissuration tolérée. Le choix des propriétés des isolateurs sismiques est réalisé à l'aide de la méthode simplifiée. Les déplacements et les forces obtenues par les analyses temporelles sont donc légèrement différents que ceux escomptés. Les calculs sont faits de manière à minimiser les efforts dans la sous-structure lorsqu'il n'y a aucun raidissement thermique. Il est convenu de concevoir la structure ainsi de manière à optimiser le comportement du pont pour la majorité des situations, soit lorsqu'il n'y a aucun raidissement thermique. De plus, afin d'isoler les sources des effets observés, le même tablier a été utilisé dans tous les cas et seules les piles ont été modifiées.

Bien que différentes configurations d'isolateurs et d'appareils d'appuis conventionnels soient possibles, les modèles développés dans ce chapitre considèrent que le pont repose sur des isolateurs sismiques uniquement, se trouvant à la pile et aux culées.

Finalement, un sol de classe E pour la ville de Montréal selon les données de 2015 de Ressources naturelles Canada est utilisé comme référence pour les excitations sismiques considérées. Un tel sol a été sélectionné de manière à représenter un cas critique où l'isolation sismique serait justifiable, voire nécessaire. De plus, pour des périodes d'une seconde et plus, le spectre des accélérations sismiques de Montréal pour un tel sol est identique à celui de Rivière-du-Loup pour un sol de classe C, soit un sol plus commun. Ainsi, bien qu'une localité et un type de sol précis soient considérés dans les analyses, les résultats sont valides pour plusieurs autres cas au Québec.

### 5.3.1 Modélisation

Les analyses non linéaires sont réalisées à l'aide du logiciel Seismostruct 7.0.4 (Seismosoft, 2015). Pour des fins de simplification, les analyses n'ont été faites que dans la direction longitudinale des ponts. Au total, trois ponts de géométrie différente de par leur pile ont été créés. Dans tous les cas,

les ponts ont deux portées de 45 m chacune, comme montré à la Figure 5.6. Les tabliers sont continus sur ces deux travées et sont constitués de dalles sur poutres tels qu'illustrés à la Figure 5.7. Un revêtement d'enrobé bitumineux de même que des glissières de sécurité sont pris en compte dans le poids sismique.

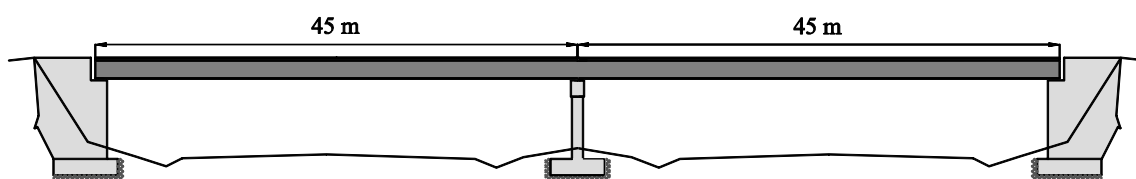


Figure 5.6: Vue en profil du pont

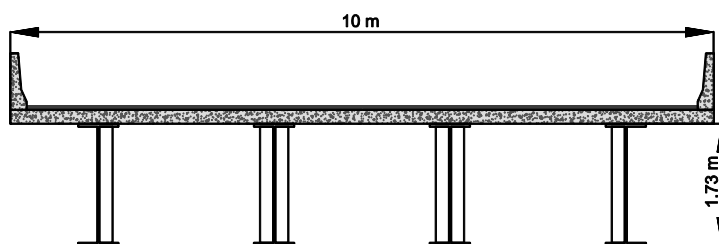


Figure 5.7: Vue en coupe du tablier

Le tablier est considéré comme parfaitement élastique et est modélisé à l'aide d'éléments de type poutre. Il est ensuite relié aux isolateurs à l'aide d'éléments rigides. Ces simplifications visent à réduire la taille du modèle de même que le temps de calcul et n'affectent pas les résultats, principalement puisque la réponse transversale du pont n'est pas étudiée. Les piles sont modélisées à l'aide d'éléments fibres non linéaires de type *infrmFB* (Seismosoft, 2015). Ce type d'élément prend notamment en compte le confinement de la section selon la géométrie et les armatures transversales. Leur dimensionnement est réalisé de manière à minimiser les dimensions de la section et la quantité d'armatures longitudinale. L'interaction sol-structure est négligée et les piles sont considérées comme parfaitement encastées. Le comportement transversal des isolateurs est modélisé à l'aide de liens bilinéaires de type *bl\_kin* (Seismosoft, 2015). Les rigidités post-élastiques et la force de plastification sont établies à l'aide des valeurs de  $K_d$  et  $Q_d$ , qui sont déterminées par itération de manière à minimiser les efforts dans la sous-structure à une température pièce. À défaut d'avoir les résultats d'essai dont disposerait normalement un ingénieur

concepteur, certaines hypothèses ont dû être posées quant à la conception des isolateurs. Finalement, les culées sont modélisées à l'aide de ressorts de rigidité linéaire. La Figure 5.8 présente une schématisation du modèle numérique.

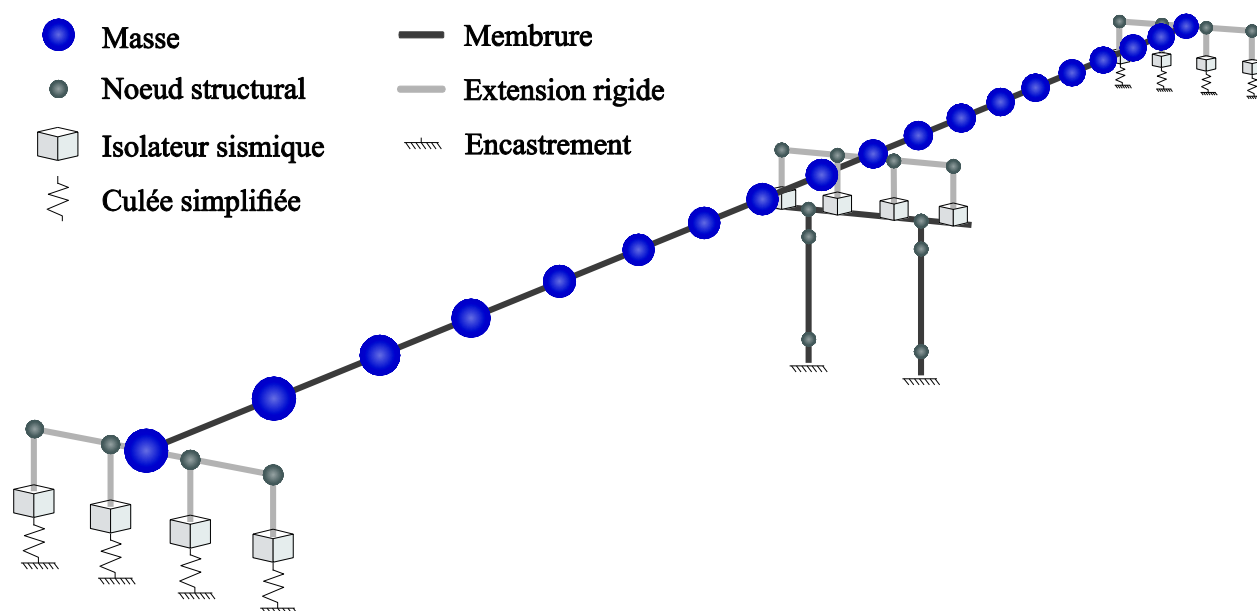


Figure 5.8: Schématisation du modèle numérique sur Seismostruct

### 5.3.2 Accélérogrammes

Les accélérogrammes représentant l'excitation sismique sont sélectionnés parmi une banque de séismes simulés proposés par Atkinson (2009). La méthode utilisée pour sélectionner les accélérogrammes les plus appropriés est celle proposée par Tremblay et al. (2015). Conformément à cette méthode, les 11 accélérogrammes représentant le mieux le spectre des accélérations sismiques donné par la norme, dénoté ici par  $S_T$ , sont sélectionnés. Pour ce faire, le spectre de chacun des accélérogrammes  $S_g$  est obtenu puis comparé au spectre cible  $S_T$ . Pour évaluer la ressemblance des spectres, l'écart-type des ratios de  $S_T(T)/S_g(T)$ , calculés pour plusieurs périodes à l'intérieur d'un intervalle de valeurs considérées comme critiques, est déterminé pour tous les accélérogrammes de la banque de séismes. Cette fourchette de période est établie de manière à mettre l'emphase sur les fréquences ayant une incidence sur le comportement de la structure et négliger les autres. Les périodes minimales et maximales à considérer sont données par les équations (5.2) et (5.3), où  $T_l$  est la période fondamentale de la structure isolée :

$$T_{\min} = \min[0.2T_1, T_{90\%}] \quad (5.2)$$

$$T_{\max} = \max[2.0T_1, 1.5] \quad (5.3)$$

Les accélérogrammes retenus sont ensuite sélectionnés en considérant les écarts type les plus faibles. Les amplitudes des accélérogrammes sont ensuite corrigées de manière à ce que le spectre de l'accélérogramme  $S_g(T)$  corresponde au spectre cible  $S_T(T)$ . Il est à noter qu'afin de ne pas dénaturer les accélérogrammes, les cas nécessitant des facteurs de correction supérieurs à 2 ou inférieurs à 0.5 sont rejetés. Finalement, le spectre moyen des accélérogrammes corrigés est comparé au spectre de la norme. Advenant le cas où le spectre moyen des accélérogrammes corrigés est par endroit inférieur à 90% du spectre de la norme, une majoration est apportée à tous les accélérogrammes de sorte que

$$\min[\text{moy}(S_g(T))] \geq 0.9S_T(T) \quad (5.4)$$

Les accélérogrammes développés par Atkinson (2009) comportent des périodes de 20 secondes au début et à la fin des enregistrements qui sont pratiquement sans amplitude. Afin d'accélérer le temps de calcul, ces accélérogrammes sont raccourcis. Les spectres des accélérogrammes ainsi réduits sont ensuite comparés à ceux des accélérogrammes originaux pour assurer que la nature des accélérogrammes n'est pas altérée.

Afin de bien représenter une large gamme de séismes possibles, les accélérogrammes choisis sont issus de deux banques différentes, soit l'une représentant des séismes de fortes magnitudes dont la source est située loin de la structure, et l'autre représentant des séismes de plus faible magnitude, mais qui se trouvent plus près du site du pont à l'étude. L'annexe B donne plus de détails sur les accélérogrammes retenus.

### 5.3.3 Ponts sélectionnés pour l'étude

#### 5.3.3.1 Pont D60

Le pont D60 est conçu pour évaluer les effets du froid sur une structure dont les déplacements sismiques sont limités à une valeur de 60 mm. Cette limite de déplacement a été sélectionnée, car les plus fortes augmentations des efforts dans la sous-structure suite au raidissement thermique ont été observées pour cette valeur, selon l'analyse paramétrique élastique. Effectivement, la période

fondamentale associée à un tel déplacement se situe dans une zone du spectre où un raidissement thermique induit une forte augmentation des accélérations spectrales, comme le montre la Figure 5.11. La conception est faite de manière à ce que pratiquement aucune fissuration ne se développe dans la pile. Ce critère de conception a pour but de comparer le comportement d'une structure se comportant de façon pratiquement élastique avec une structure pouvant subir des non-linéarités considérables, comme c'est le cas du pont D60Y décrit plus tard. La conception de la pile de même que le spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour les analyses sont donnés aux figures 5.9 à 5.11.

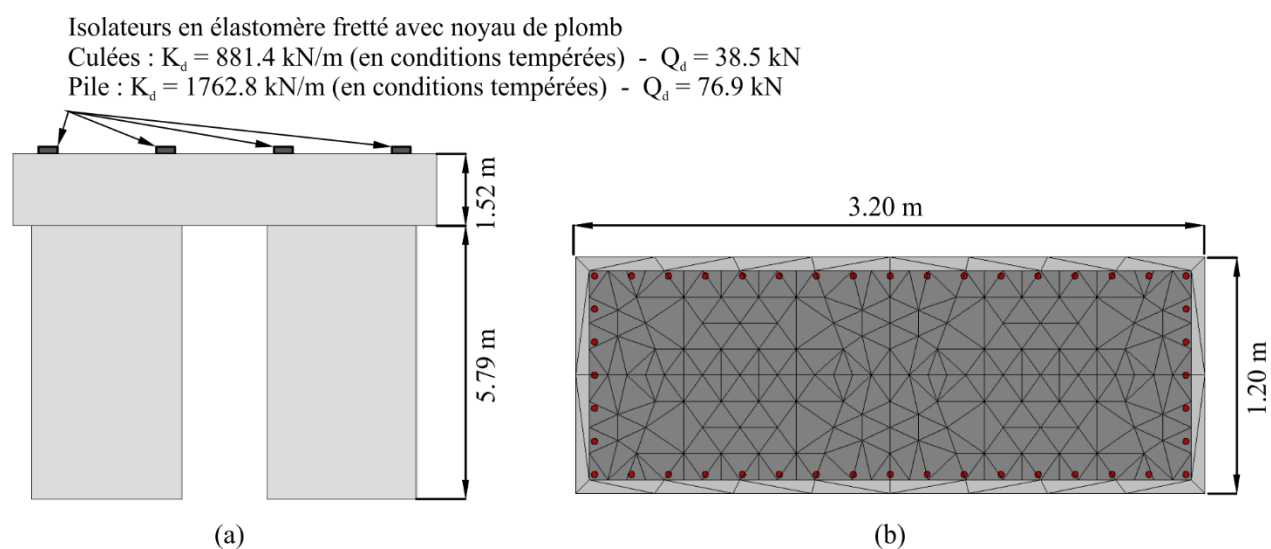


Figure 5.9: Pile du modèle D60 : (a) Vue en élévation, (b) Section de poteau de la pile

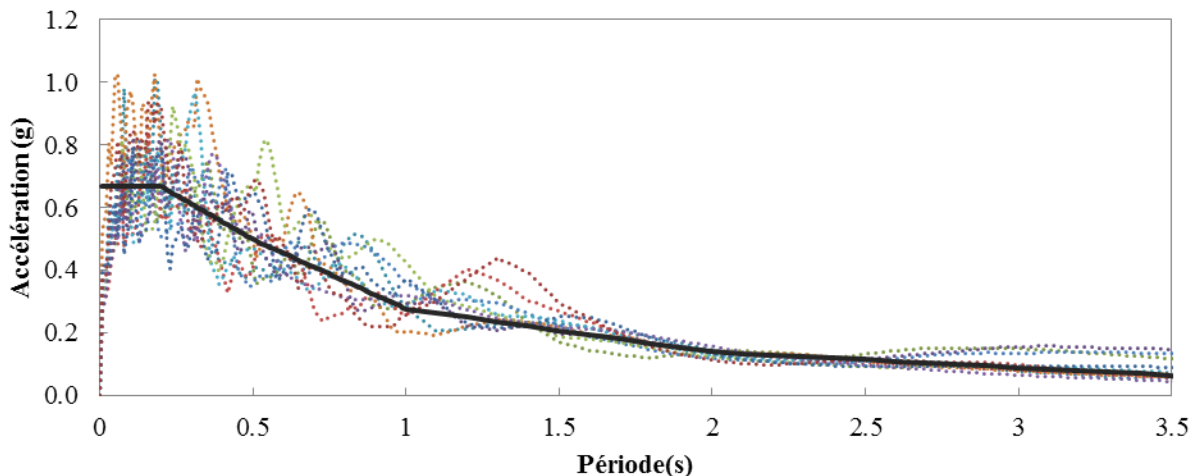


Figure 5.10: Spectres individuels des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont D60

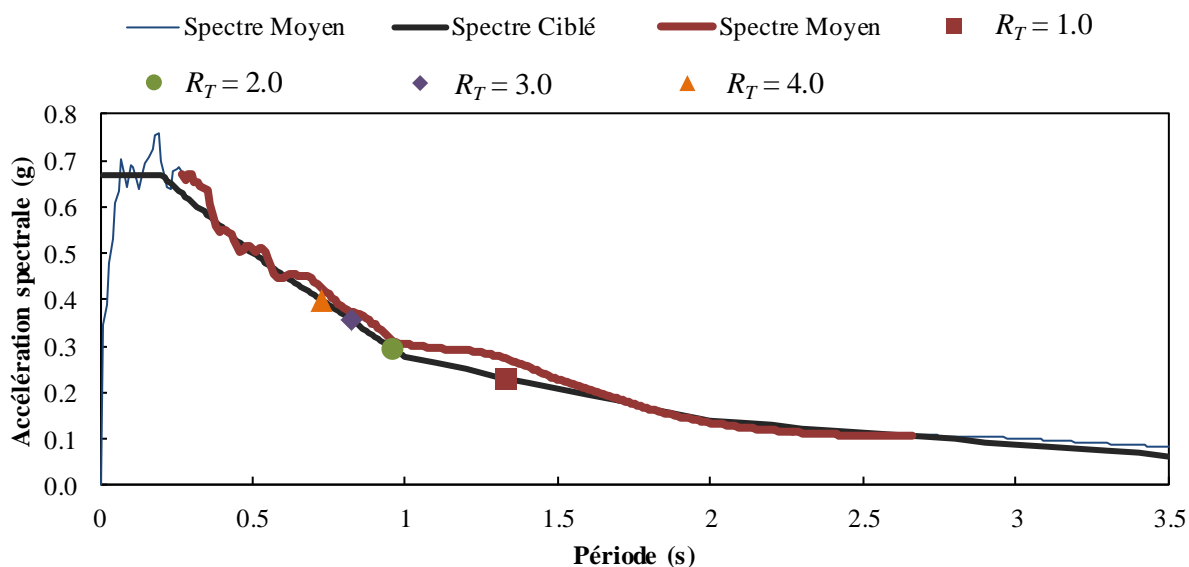


Figure 5.11: Spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont D60 et périodes d'un système élastique équivalent pour différentes valeurs de  $R_T$

### 5.3.3.2 Pont D60Y

Le pont D60Y est conçu selon les mêmes critères que le pont D60, mais sa pile peut se fissurer de manière significative. La plastification des armatures ne doit toutefois pas avoir lieu. La conception de la pile de même que le spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour les analyses sont donnés aux figures 5.12 à 5.14.

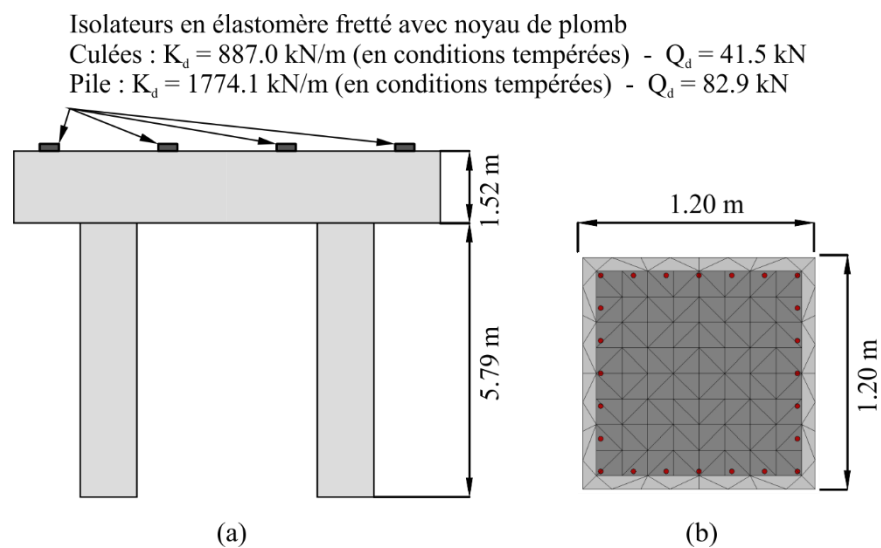


Figure 5.12: Pile du modèle D60Y. (a) Vue en élévation (b) Section de poteau de la pile

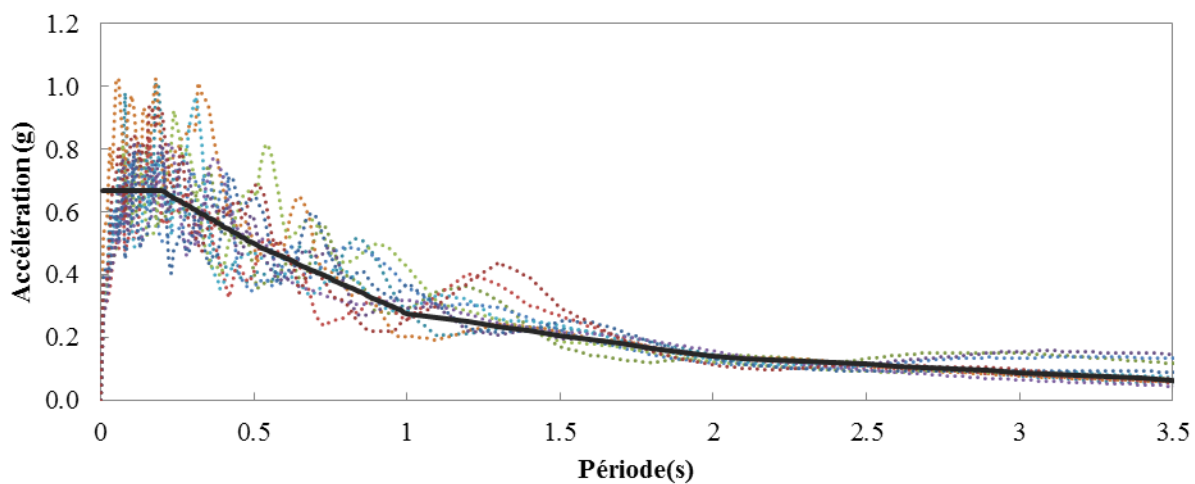


Figure 5.13: Spectres individuels des 11 accélérographes retenus pour le modèle de pont D60Y



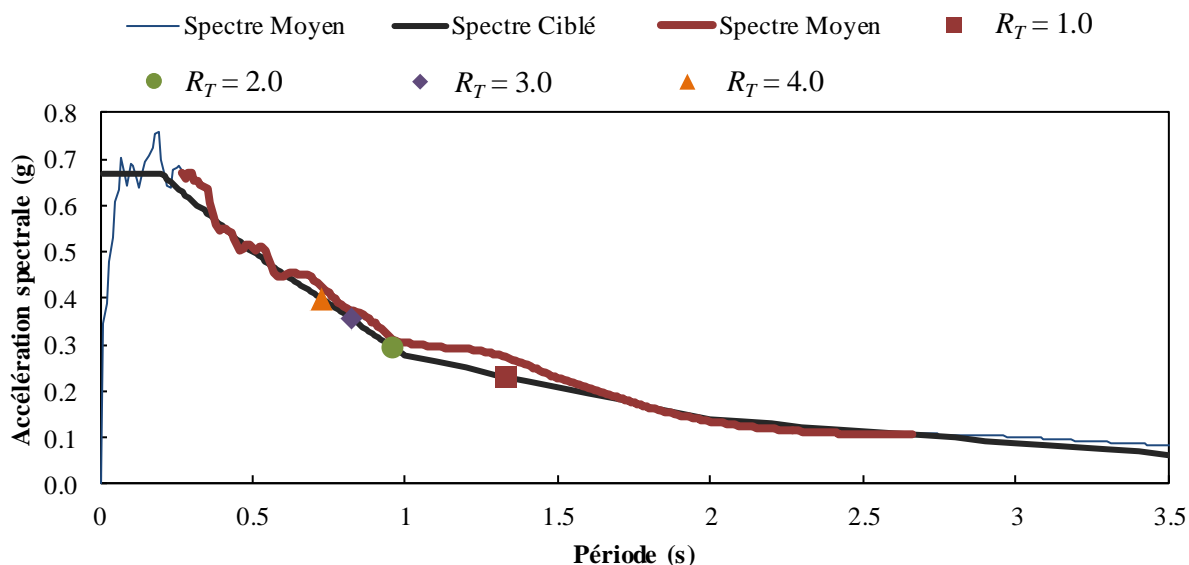


Figure 5.14: Spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont D60Y et périodes d'un système élastique équivalent pour différentes valeurs de  $R_T$

### 5.3.3.3 Pont T3

Le pont T3 a été conçu pour évaluer les effets des basses températures sur une structure dont les isolateurs ont une très faible rigidité post-élastique et qui sont donc potentiellement moins affectés par le raidissement thermique. Ce pont est également conçu de manière à avoir une période fondamentale élevée se situant dans une zone du spectre où les accélérations spectrales varient peu en fonction de la période, comme le montre la figure 5.17. Il est à noter que les périodes en fonction de  $R_T$  montrées à la Figure 5.17 sont calculées à partir de la méthode simplifiée en considérant la sous-structure comme étant élastique.

Finalement, la conception de ce pont est réalisée de manière à tolérer la formation de peu de fissures. De plus, on ne considère aucune limite de déplacement et une période de 3 s, soit la période maximale admissible pour les analyses simplifiées selon la norme S6-14. La conception de la pile de même que le spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour les analyses sont donnés aux figures 5.15 à 5.17.

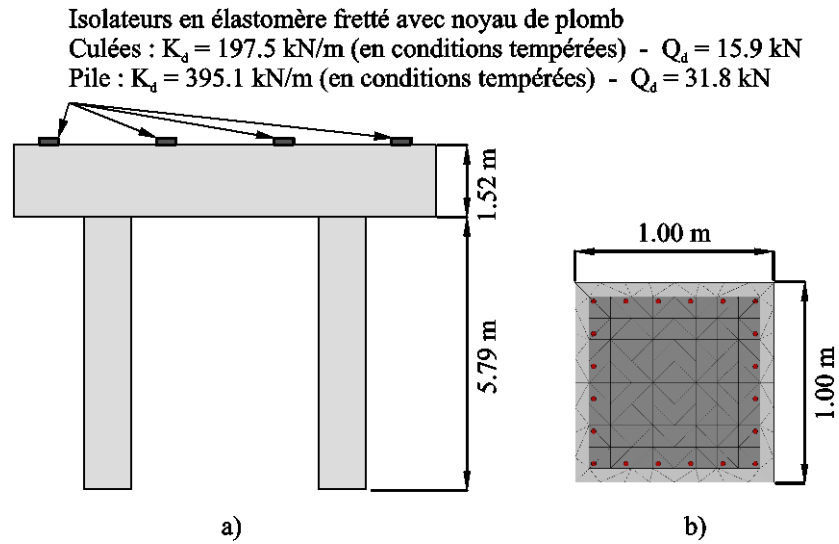


Figure 5.15: Pile du modèle T3. (a) Vue en élévation (b) Section d'un poteau de la pile

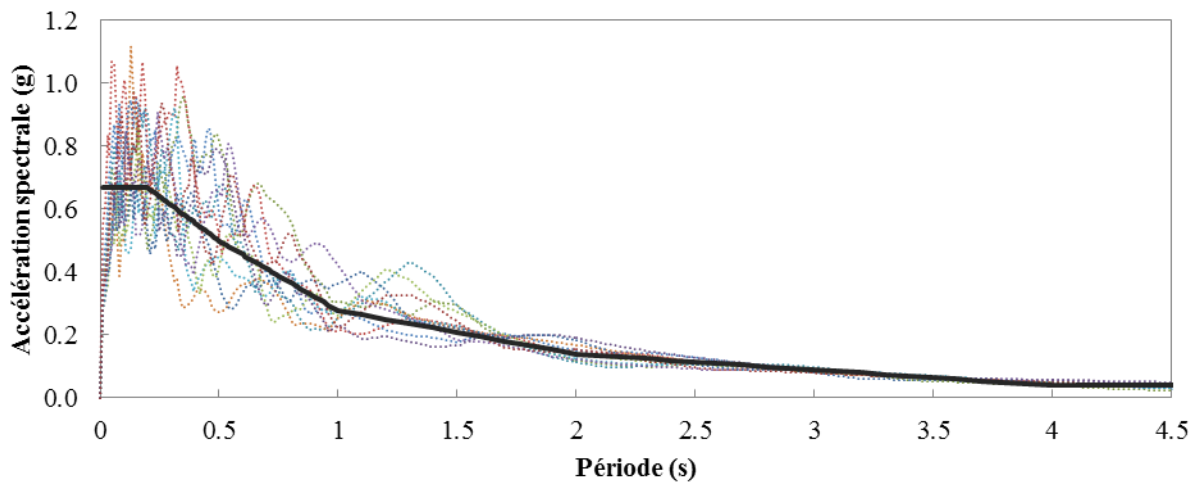


Figure 5.16: Spectres individuels des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont T3

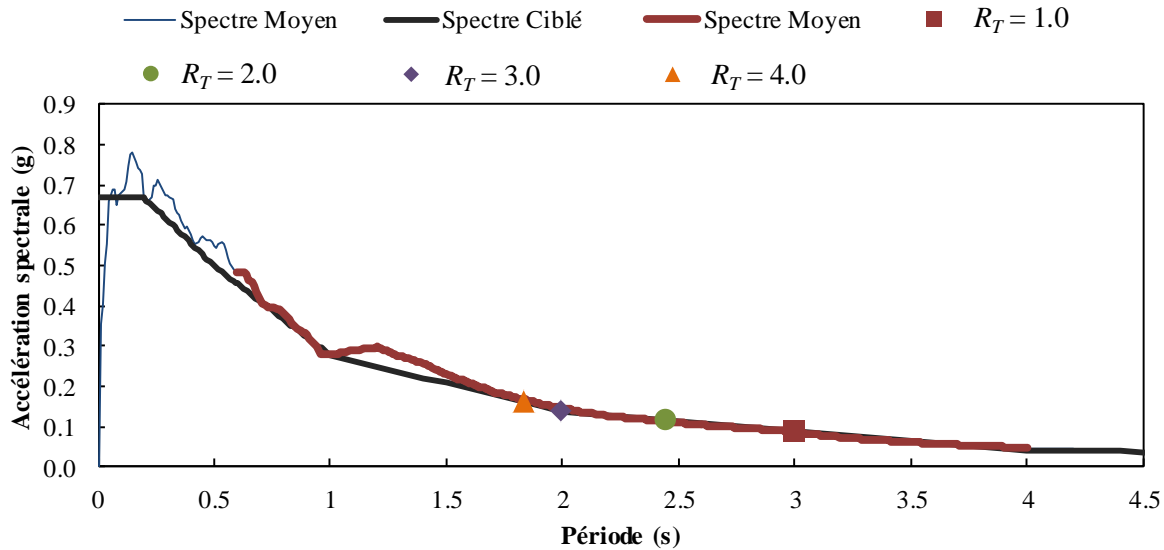


Figure 5.17: Spectre moyen des 11 accélérogrammes retenus pour le modèle de pont T3 et périodes d'un système élastique équivalent pour différentes valeurs de  $R_T$

## 5.3.4 Résultats et discussion

### 5.3.4.1 Réponse temporelle de la structure sous l'effet d'un accélérogramme donné

Pour évaluer la réponse d'une structure à partir d'analyses temporelles non linéaires, la norme S6-14 recommande de considérer la moyenne des réponses maximales des accélérogrammes considérés. Toutefois, aux fins de cette étude, les résultats en fonction du temps pour un accélérogramme choisi au hasard sont d'abord étudiés afin de mieux visualiser le comportement en séisme.

Les figures 5.18 et 5.19 présentent les déplacements du tablier et de la tête de pile relativement au sol en fonction du temps pour des ratios de raidissement thermique de 1 et 2 pour le pont D60 et D60Y respectivement, sollicités par l'accélérogramme 7E1\_24. Les accélérations et les déplacements aux appuis y sont également donnés. Il est à noter que les résultats pour les valeurs de  $R_T$  de 3 et 4 ne sont pas donnés ici par souci d'espace, mais aussi car un seul séisme ne peut représenter adéquatement le spectre de conception à lui seul. Ainsi le fait de comparer les résultats issus du même accélérogramme pour diverses valeurs de  $R_T$  pourrait induire le lecteur en erreur.

Les résultats montrent que le déplacement résiduel est plus important dans le cas où il n'y a pas de raidissement thermique. Cette observation n'est pas surprenante car c'est la rigidité post-élastique de l'isolateur qui procure les forces de recentrage du tablier. Dans des cas où le raidissement thermique des isolateurs entraîne des non-linéarités plus importantes dans la sous-structure, des déplacements résiduels issus des déplacements de la pile peuvent toutefois avoir lieu. Dans le cas du séisme 7E1\_24, les déplacements résiduels sont toutefois les mêmes pour le pont D60 et le pont D60Y.

Une autre observation notable est que pour une même valeur de  $R_T$ , les déplacements du tablier sont pratiquement les mêmes pour les deux ponts. Toutefois, les déplacements maximums, issus de mouvements de grandes amplitudes à basse fréquence diminuent avec le raidissement thermique, mais augmente dans le cas de mouvements de moindres amplitudes de fréquences plus élevées, et ce pour les deux modèles de pont. Cette variation des déplacements est issue du raidissement des isolateurs qui augmentent alors les fréquences de la structure, notamment de ceux des modes supérieures. Comme il sera discuté plus tard, dans le cas de structures admettant des non-linéarités, le mode fondamental est peu affecté par le raidissement thermique.

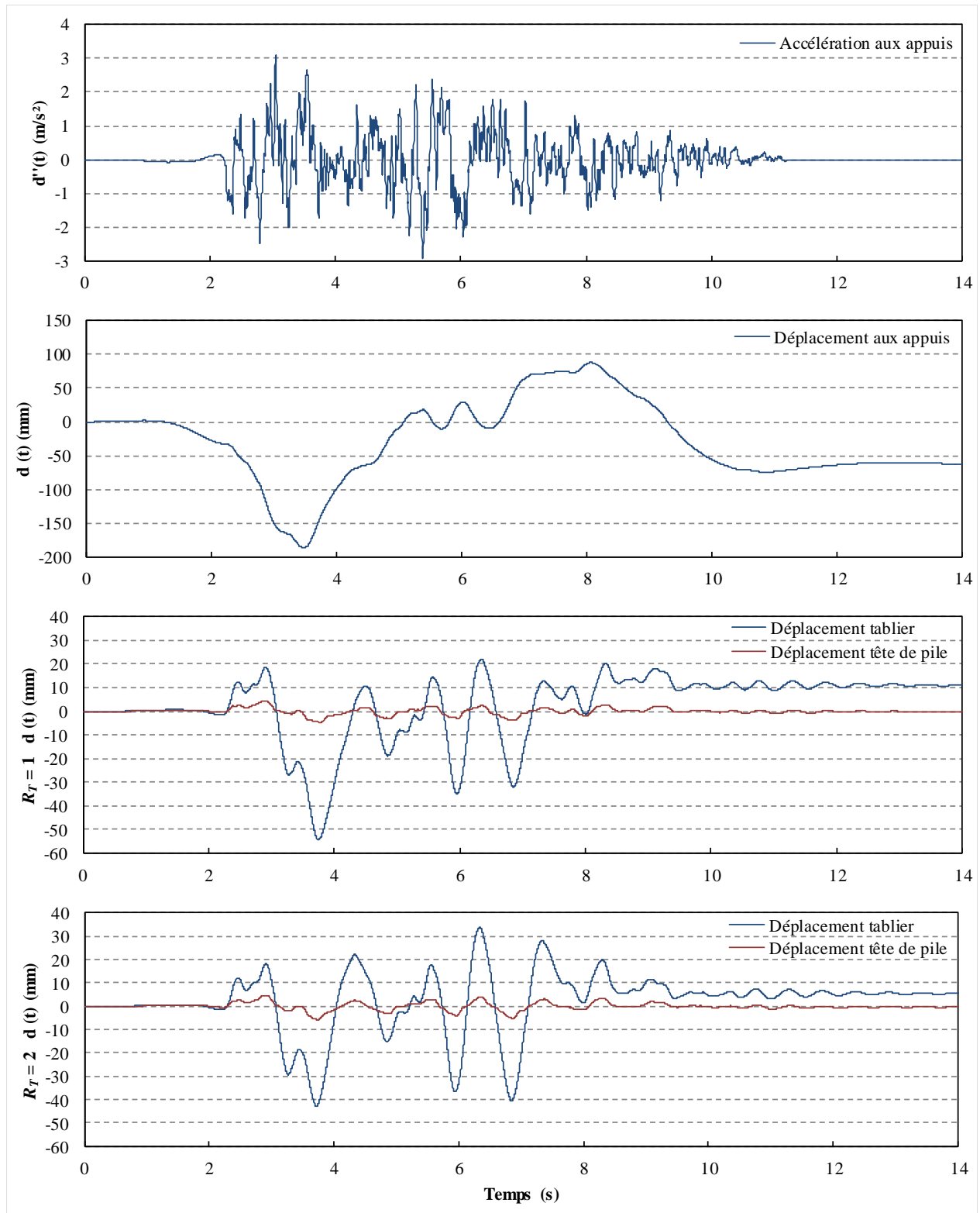


Figure 5.18: Accélération et déplacements en fonction du temps à divers points de la structure selon l'accélérogramme 7E1\_24 pour le pont D60

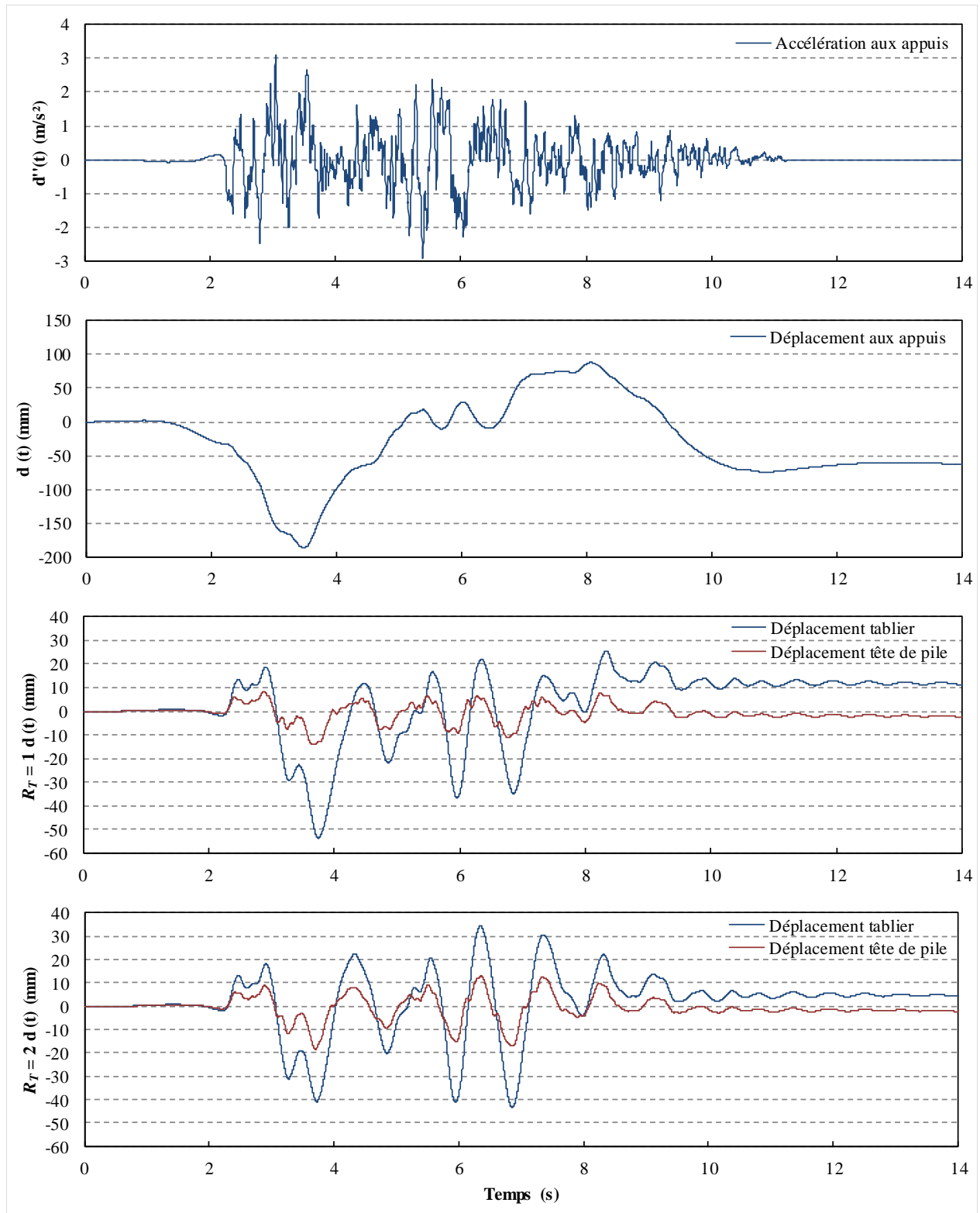
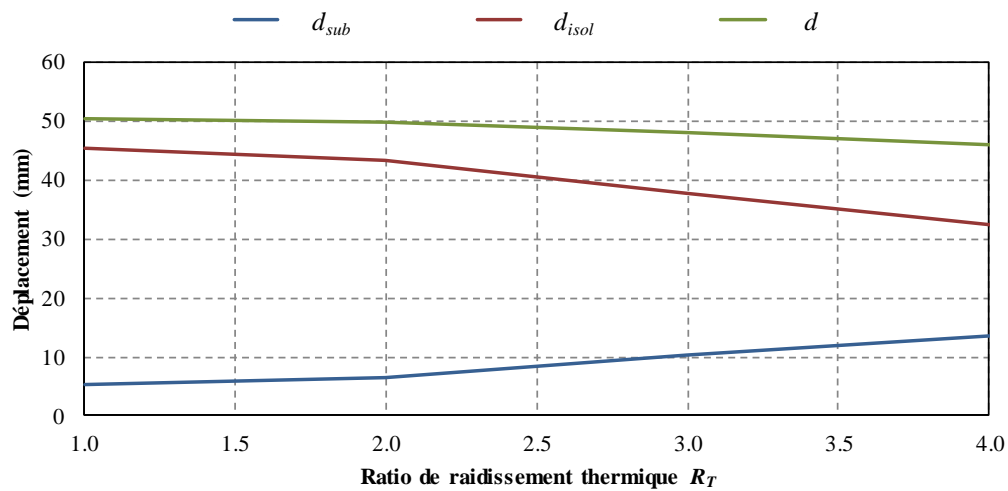


Figure 5.19: Accélération et déplacements en fonction du temps à divers points de la structure selon l'accélérogramme 7E1\_24 pour le pont D60Y

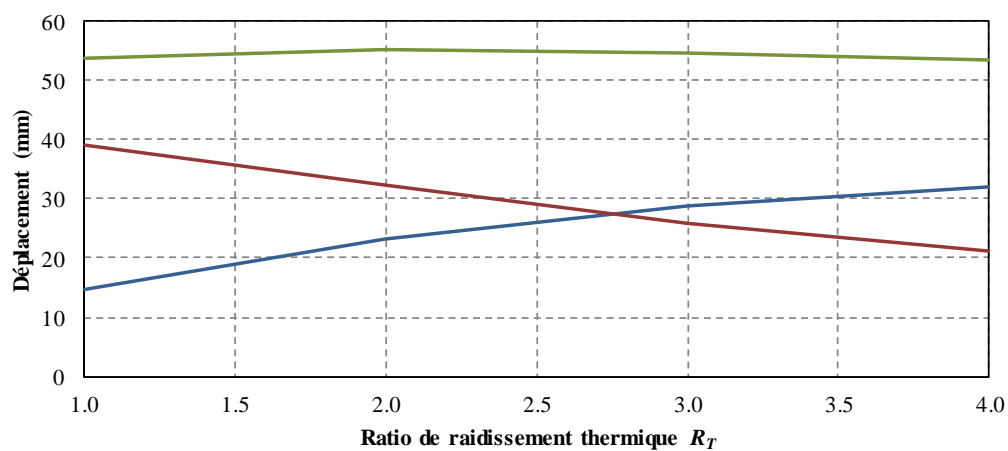
### 5.3.4.2 Réponse moyenne des accélérogrammes

Pour ce qui est des déplacements, la Figure 5.20 présente les résultats des trois modèles de pont traités. Les déplacements de la tête de pile  $d_{sub}$ , de l'isolateur  $d_{isol}$  et du tablier  $d$ , y sont détaillés en fonction du ratio de raidissement thermique  $R_T$  de manière à illustrer le comportement global de la structure, mais aussi afin d'indiquer dans quelle mesure les isolateurs et la sous-structure contribuent aux déplacements.

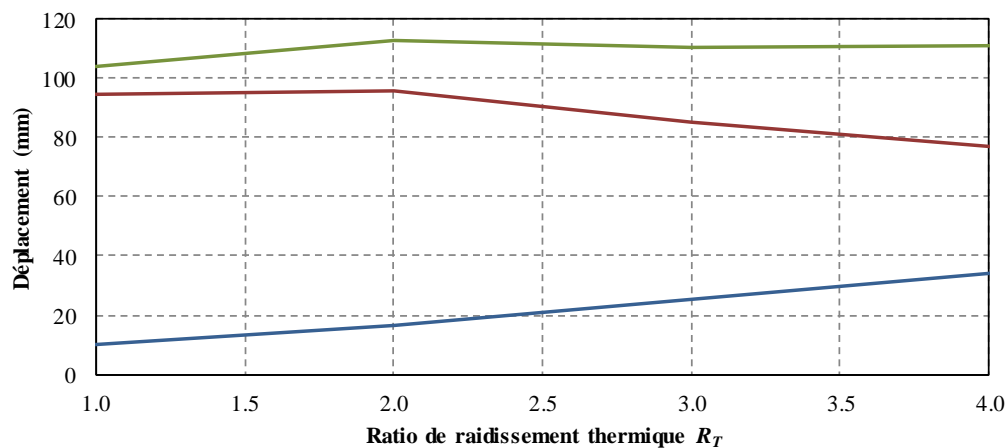
Les résultats indiquent que dans tous les cas, bien que la rigidité des isolateurs soit augmentée jusqu'à 400% de sa valeur normale, les déplacements du tablier ne sont presque pas affectés, soit des écarts relatifs de moins de 10%. Cela est dû au fait que lorsque la rigidité des isolateurs augmente, l'augmentation des efforts induits dans la sous-structure fait en sorte que cette dernière fissure davantage, augmentant alors le déplacement en tête de pile. Ce transfert de flexibilité est d'ailleurs observable sur les trois ponts analysés comme en témoigne la courbe des déplacements des isolateurs qui décroît, à l'inverse de celle de la sous-structure qui augmente. Il est également intéressant de noter que les analyses temporelles confirment qu'il est possible d'observer une augmentation des déplacements au tablier avec le raidissement thermique. Il est toutefois bon de noter que ces analyses ne tiennent pas compte de l'augmentation de la limite plastique du plomb avec le froid qui aurait alors pour effet d'augmenter l'amortissement et donc de réduire les déplacements au tablier. De plus, le fait d'augmenter  $K_d$  sans changer  $f_y$  a pour effet de réduire légèrement l'amortissement.



(a)



(b)



(c)

Figure 5.20: Déplacements moyens du tablier, en tête de pile et dans l'isolateur en fonction du ratio de raidissement thermique  $R_T$  pour les ponts (a) D60, (b) D60Y, (c) T3



Pour ce qui est des efforts transmis à la sous-structure, la Figure 5.21 montre que les forces augmentent avec le raidissement thermique dans tous les cas, comme il a été observé dans les analyses dynamiques élastiques. Les résultats indiquent que les forces sismiques totales venant du tablier sont les mêmes pour les modèles D60 et D60Y, soit les modèles ayant une pile dont le comportement est linéaire et non linéaire respectivement.

Comme le montre la Figure 5.22, les efforts aux culées et à la pile augmentent dans des proportions très similaires dans les cas de structures ayant une pile dont le comportement est plutôt linéaire, comme c'est le cas des modèles D60 et T3. Les efforts augmentent toutefois dans des ratios différents aux culées et à la pile lorsque cette dernière a un comportement non linéaire. Par exemple, dans le cas du pont D60Y, lors d'un raidissement thermique, l'augmentation des forces à la pile est deux fois moins importante qu'elle ne l'est aux culées. La réduction de l'augmentation des efforts à la pile ne se fait toutefois qu'au prix d'une augmentation plus importante des efforts aux culées.

Si l'on s'intéresse à la résistance de la sous-structure, le fait de disproportionner l'augmentation des efforts entre la pile et les culées peut être intéressant dans certains cas en raison des différentes réserves de résistance à la pile et aux culées. En effet, le dimensionnement des piles est largement dicté par les efforts transmis par le tablier en séisme, alors que dans le cas de la culée, dans certaines situations, les efforts venant du tablier peuvent ne représenter que 10% des efforts totaux. Ainsi, advenant que le raidissement thermique des isolateurs induise une augmentation des efforts de 17% à la pile et aux culées, l'augmentation des efforts totaux ces éléments seront respectivement de 17% et 1.7%. En posant le cas d'une pile et de culées étant sollicitées à 90% de leur résistance lors d'un séisme en condition normale (lorsqu'il n'y a aucun raidissement thermique), le raidissement thermique donné précédemment aurait comme incidence de faire passer les sollicitations de 90% à 91.7% dans le cas des culées et de 90% à 107% dans le cas de la pile. Il faudrait alors revoir la conception de la pile pour une telle situation. Par contre, advenant que la pile ait un comportement non linéaire, de sorte que plutôt que d'observer une augmentation des forces de 17% aux piles et aux culées, ces augmentations soient de 10% et 20% respectivement, l'incidence sur la conception de la structure serait alors différente. En effet, dans une telle situation, l'augmentation des efforts totaux serait de 10% à la pile et 2% aux culées. Les sollicitations totales deviendraient alors de 100% et 92% respectivement. Il ne serait donc pas nécessaire de revoir la conception de la pile,

contrairement au cas précédent où les efforts dus au raidissement thermique augmentaient de façon proportionnelle à la pile et aux culées.

Toutefois, bien que les non-linéarités de la pile puissent avoir dans certains cas des effets bénéfiques pour la sous-structure, il en est autrement pour les efforts dans les isolateurs en tant que tels. Effectivement, les efforts repris par ces derniers sont issus à 100% des forces sismiques venant du tablier. Ainsi, il est préférable dans une telle situation que les augmentations des efforts dans les isolateurs se fassent de façon proportionnelle à leur résistance. Cette étude ne traite pas de la résistance à basse température des isolateurs mêmes et très peu d'information à ce sujet est disponible dans la littérature. Le lecteur est donc invité à porter une attention à ce niveau.

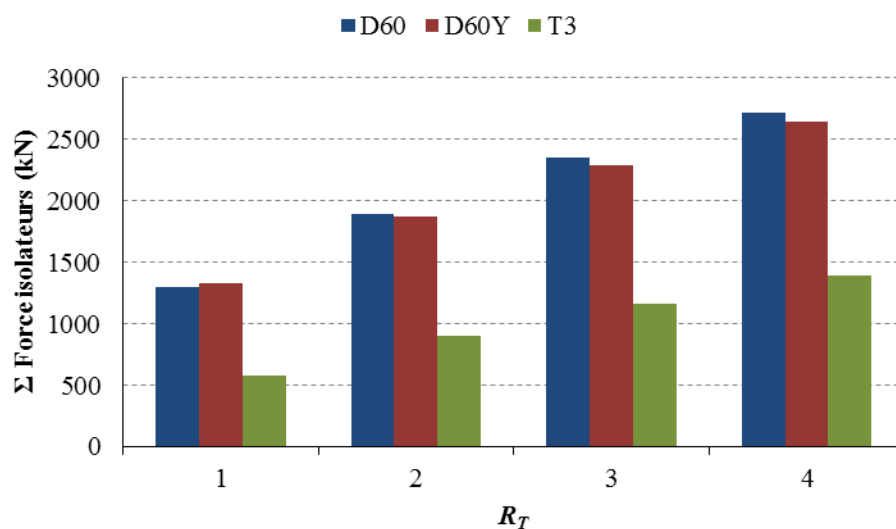


Figure 5.21: Somme des forces dans les isolateurs de la structure en fonction du raidissement thermique

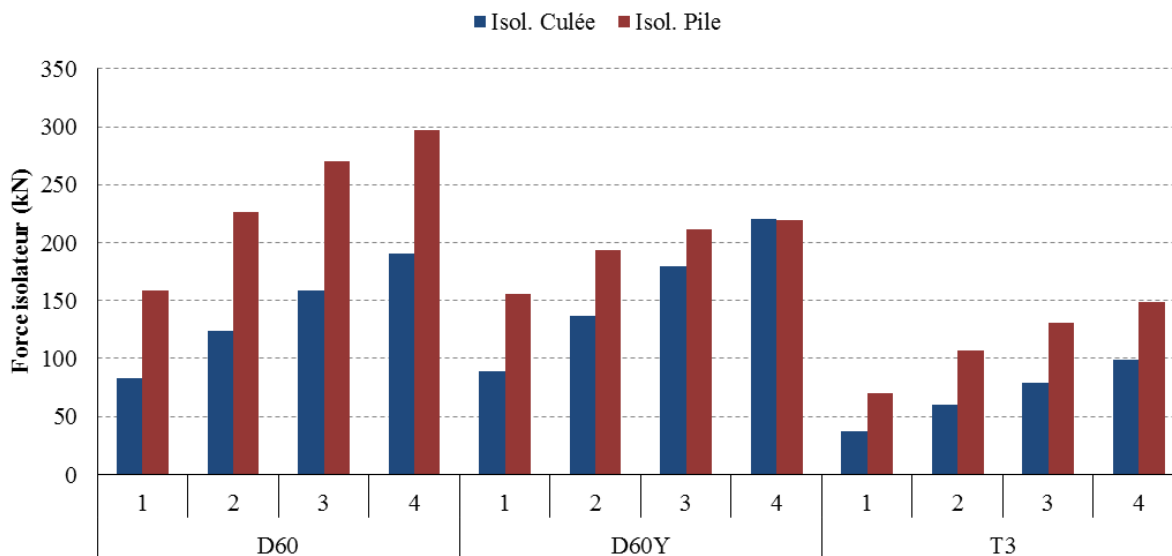


Figure 5.22: Force dans les isolateurs à la pile et aux culées en fonction du raidissement thermique

L'augmentation des déplacements en tête de pile et la diminution des déformations dans les isolateurs sont la cause de pertes d'efficacité de l'isolation sismique. De telles pertes peuvent s'effectuer de différentes façons.

L'une d'entre elles concerne la flexibilité. En effet, comme il était mentionné précédemment, lorsque l'isolateur se rigidifie, la pile devient plus flexible en se fissurant de manière à maintenir un déplacement sismique assez grand pour garder les efforts sismiques plus bas. Or, à un certain point, l'isolateur refroidi devient si rigide qu'il n'agit plus comme un « isolateur » mais plutôt comme un lien rigide et la pile se fissure au point où une rotule plastique est créée. Ces changements sont d'ailleurs observables à la Figure 5.24 par l'entremise des boucles d'hystérésis dont l'aire diminue et augmentent avec l'augmentation de  $R_T$ , dans le cas des isolateurs et de la pile respectivement. Le croisement des courbes des déplacements en tête de pile et des isolateurs à la Figure 5.20 (b) montre également un cas où la conception devient discutable pour des ratios de raidissement thermique  $R_T$  supérieurs à 2. Une situation dans laquelle l'isolateur se comporte comme un lien rigide et qu'une rotule plastique se forme dans la pile n'est évidemment pas souhaitable, car la structure est alors endommagée et puisque pour qu'une telle rotule soit formée, des détails d'armature plus complexes et plus coûteux sont nécessaires pour en assurer la ductilité,

comme c'est le cas dans les structures conventionnelles. Bref, une telle conception présente à la fois les inconvénients des structures conventionnelles et des structures isolées sismiquement.

Devant cette problématique, il est donc nécessaire de veiller à ce que la pile ne perde pas trop de rigidité lors des sollicitations sismiques. Pour ce faire, il est recommandé de calculer la courbe « pushover » de la pile afin de s'assurer qu'un léger dépassement du déplacement en tête de pile n'entraîne pas une trop grande perte de rigidité.

Une autre perte d'efficacité de l'isolation sismique en lien avec l'augmentation des déplacements en tête de pile et la diminution des déformations dans les isolateurs consiste en la perte d'amortissement procurée par l'isolateur. En effet, lorsque les déformations des isolateurs diminuent, l'énergie dissipée par les chevilles de plomb diminue aussi de sorte que l'amortissement global de la structure diminue. Comme le montre la Figure 5.23, si les isolateurs situés aux piles subissent une réduction de déformation, les isolateurs situés aux culées ne sont quant-à-eux peu affectés, car les culées étant très rigides et très résistantes, elles ne sont pas portées à subir de non-linéarités considérables.

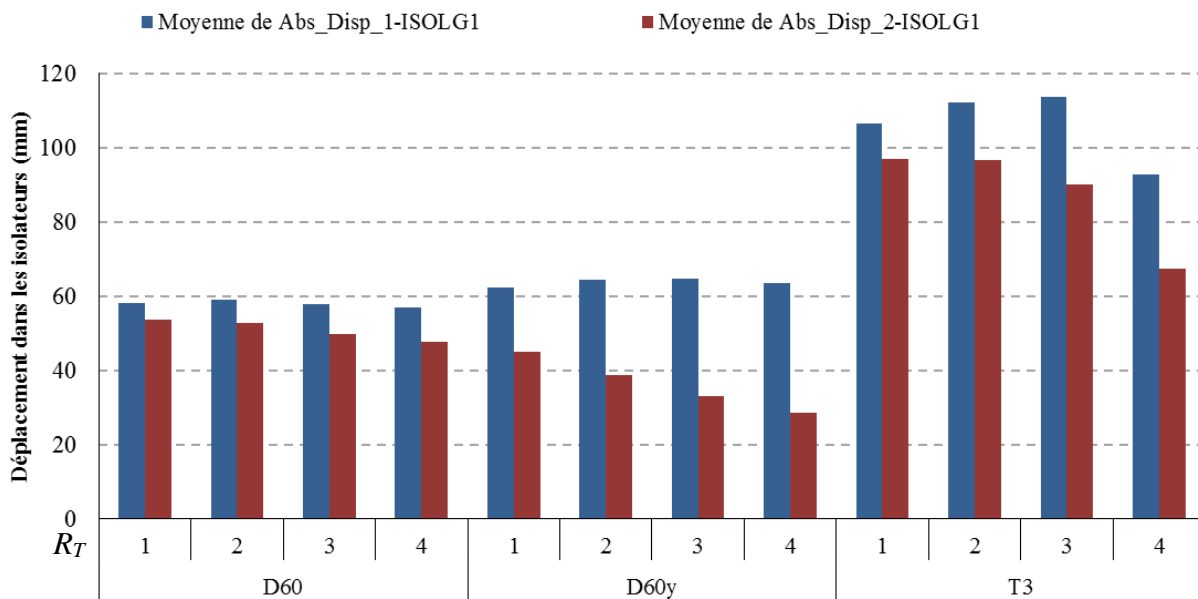


Figure 5.23: Déformation des isolateurs aux piles et aux culées en fonction du ratio de raidissement thermique  $R_T$  pour les trois modèles de ponts considérés

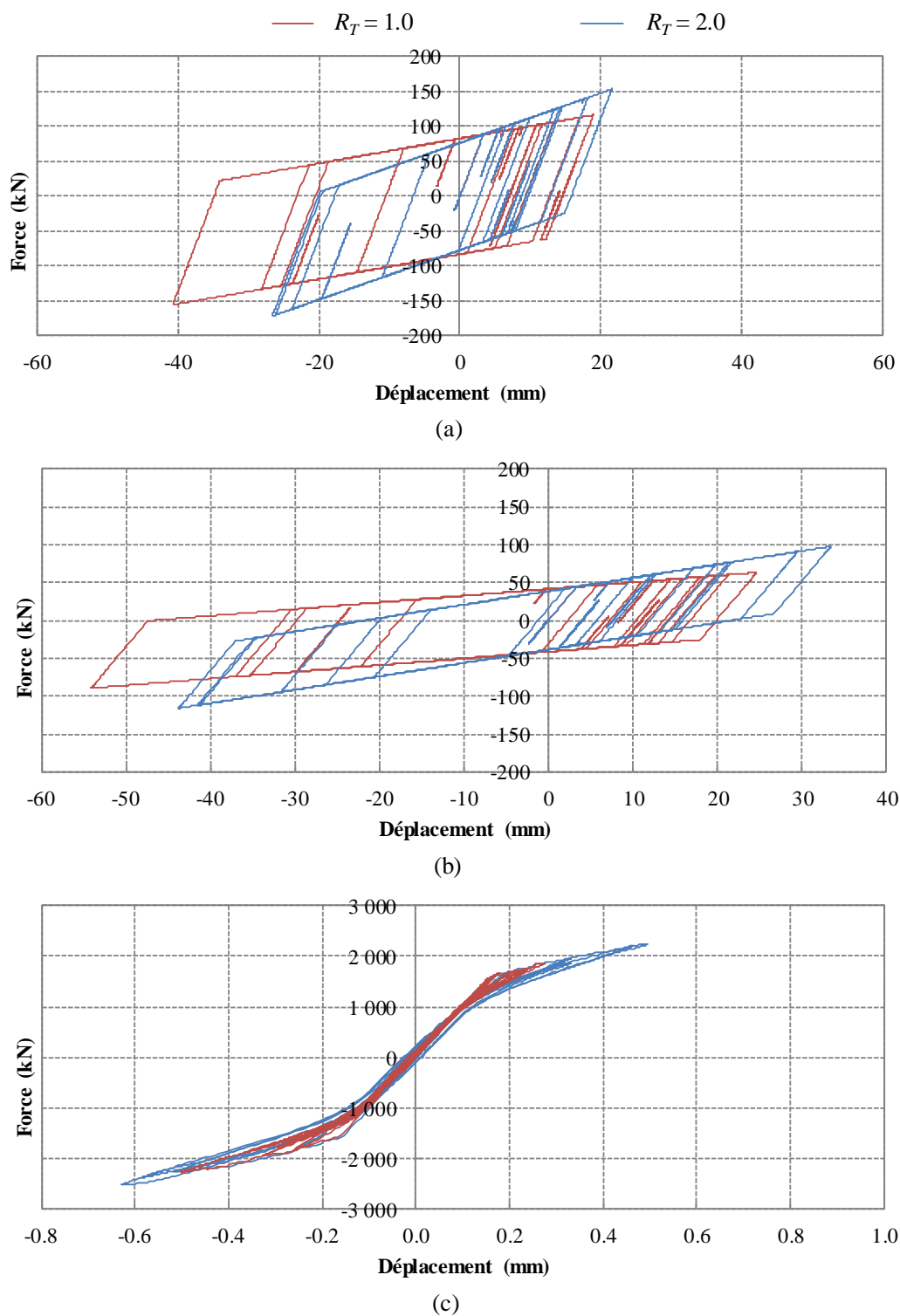


Figure 5.24: Courbes d'hystérésis du pont D60Y pour des ratios de raidissement thermique  $R_T = 1$  et  $R_T = 2$ , pour (a) un isolateur situé à la pile, (b) un isolateur situé à la culée et (c) un élément à la base de la pile

Finalement, pour ce qui est des critères de performance basés sur les dommages, les résultats montrent que dans tous les cas, bien qu'il y ait une augmentation des contraintes dans les aciers d'armature, ces contraintes restent en bien en dessous des contraintes de plastification si l'on considère la moyenne des réponses maximales des 11 accélérogrammes tel que recommandé par la norme S6-14, comme le montre la Figure 5.25. La plastification des aciers a toutefois pu être observée dans le cas d'un accélérogramme pour une valeur de  $R_T = 4$ . De plus, comme la conception est basée sur les critères d'armature minimale, les contraintes d'endommagement du béton sont encore plus distantes des contraintes observées dans la structure. Ainsi même dans le cas d'un séisme de période de retour de 2% en 50 ans combiné avec un ratio de raidissement thermique de 4, le premier niveau d'endommagement prescrit par la norme CSA S6-14 n'est pas atteint.

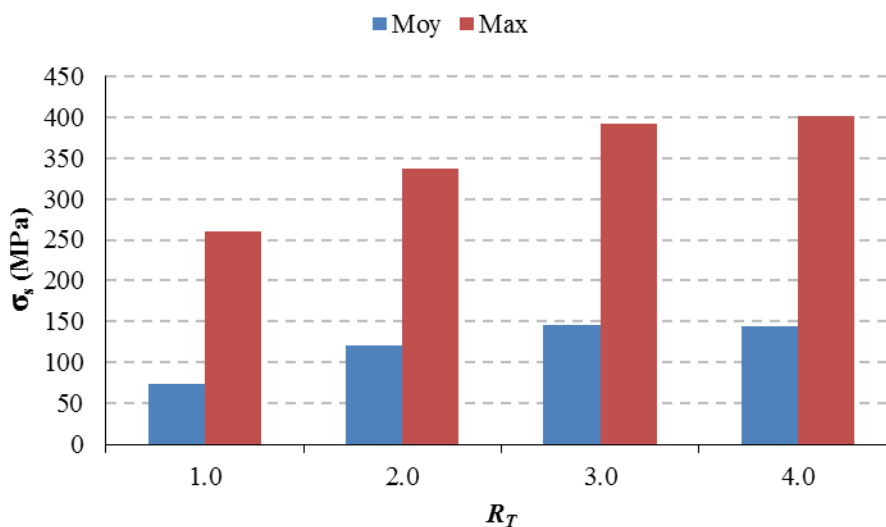


Figure 5.25: Contraintes dans les aciers d'armature à l'encastrement des piles du pont D60Y

En conclusion, les effets du raidissement thermique des isolateurs sismiques sur la réponse de la structure peuvent être variables selon la situation, comme l'a montré l'analyse élastique paramétrique. Les analyses temporelles ont toutefois montré qu'un effondrement de la structure reste improbable, même pour un niveau de raidissement thermique très élevé. En effet, la configuration de pont menant aux plus grandes augmentations des efforts suite au raidissement

thermique selon l'analyse paramétrique a été considérée pour les analyses non linéaires, et ce pour un ratio de raidissement thermique allant jusqu'à 4 et le premier niveau d'endommagement défini par la norme S6-14 n'a pas été atteint.

Il est donc possible de conclure qu'advenant un cas où le raidissement thermique prévu est excédé, les conséquences ne seraient pas drastiques. En ce qui concerne le choix du seuil de probabilité de l'événement thermique à considérer pour la conception du pont, il est donc possible de conclure qu'il est possible de retenir un événement de fréquence suffisamment basse de sorte que la probabilité de dépassement du critère reste faible, mais qui n'est toutefois pas trop conservatrice, ce qui aurait pour effet de surdimensionner la sous-structure. Une probabilité annuelle de 1% pourrait par exemple être considérée pour déterminer l'exposition aux basses températures à considérer pour la conception.

À titre d'exemple, selon les résultats de la section 4.3, pour une probabilité annuelle de 1%, le ratio de raidissement thermique le plus élevé parmi les 36 villes canadiennes où l'on peut retrouver des phénomènes sismiques d'intérêt serait  $R_T = 1.4$  et  $R_T = 2.2$  selon les caoutchoucs naturels testés par Yakut et Yura (2002), soit les matériaux NR100 et NR150. Or, pour de tels ratios de raidissement thermique, selon l'étude paramétrique, le pourcentage d'augmentation des forces dans la sous-structure pour la majorité des configurations de ponts considérés serait inférieur à 30%, ce qui est raisonnable.

Comme mentionné précédemment, il est toutefois nécessaire de veiller à ce que le comportement de la pile ne change pas soudainement et entraîne ainsi la formation d'une rotule. Il est aussi important de s'assurer que les isolateurs en tant que tels soient en mesure de résister à ces augmentations des efforts.

Finalement, bien que selon la norme les analyses non linéaires ne soient pas systématiquement obligatoires lors de la conception de structures isolées sismiquement, les non linéarités peuvent avoir des effets significatifs sur le comportement de l'ouvrage. À moins de pouvoir assurer un comportement sans fissuration des piles, il est donc recommandé de tenir compte des non linéarités dans les analyses, via une analyse temporelle non linéaire ou encore en calculant avec le plus de précision possible la rigidité probable de la pile pour le déplacement prévu en utilisant un logiciel réalisant des analyses « pushover » non linéaires.

Comme il a été mentionné précédemment, les analyses réalisées dans la présente section considèrent des ponts reposant sur des isolateurs sismiques situés à la pile et aux culées. Cependant, pour des raisons pratiques ou économiques, il est possible qu'une autre configuration d'appuis, par exemple le positionnement d'isolateurs à la pile uniquement, soit plus appropriée dans certaines situations. Dans ce contexte, il est important de noter que les conclusions tirées dans cette section pourraient être différentes. De plus, le fait de considérer les fondations comme étant parfaitement rigides a pu potentiellement amplifier les effets bénéfiques de l'isolation sismique et à l'opposé, donner des effets plus négatifs au raidissement des isolateurs.

Finalement, il est important de réitérer ici que l'augmentation de l'amortissement du plomb lorsqu'exposé aux basses températures n'a pas été pris en compte dans cette étude.

Le lecteur est donc invité à faire preuve de jugement dans l'application de ces conclusions à sa situation.

## **5.4 Étude de sensibilité des paramètres sismiques et thermiques sur les forces transmises à la sous-structure**

Tel que discuté dans la conclusion de la section 5.3, puisque le raidissement thermique des isolateurs ne risque pas d'entraîner l'effondrement de la structure, il est possible de choisir une exposition aux basses températures ayant une période de retour modérément courte plutôt que de considérer un événement extrême. Cependant, avant de statuer sur un seuil de probabilité à considérer, il faut garder en tête que les forces transmises à la sous-structure sont le produit des accélérations sismiques et du raidissement thermique des isolateurs. Pour une même probabilité globale, i.e. probabilité combinée d'un événement sismique en même temps qu'un événement thermique, diverses combinaisons sont possibles. Selon la variation de l'intensité de chacun de ces deux paramètres en fonction de leur probabilité respective, il est possible que ce soit le phénomène sismique qui soit le principal responsable des augmentations des forces dans la sous-structure ou encore que ce soit les phénomènes thermiques. Ainsi, avant de poser un niveau d'exposition au froid à considérer en concomitance avec le séisme de conception, il est nécessaire de vérifier s'il est possible qu'une exposition au froid plus rare avec un événement sismique moins rare engendre des efforts plus importants dans la structure.



Pour répondre à cette question, il est nécessaire de réaliser des analyses dynamiques considérant différentes combinaisons de ratios de raidissement thermique et d'accélération spectrales. Comme la méthode simplifiée est facilement applicable à plusieurs cas de pont, on retient cette méthode de calcul pour les analyses.

Deux localités d'intérêt, i.e. Montréal et Chicoutimi sont retenues pour les analyses en raison des basses expositions au froid qui s'y produisent en plus de leur risque sismique considérable. Des séismes de probabilité de 2%, 5%, 10% et 40% en 50 ans sont retenus pour les analyses, tels que montrés à la Figure 5.26. Pour établir les combinaisons sismiques et thermiques à considérer, différentes probabilités d'exposition au froid i.e. 2% et 5% sont considérées en concomitance avec un séisme de 2% en 50 ans et la probabilité combinée de ces événements est ensuite calculée. À partir de cette probabilité combinée, les probabilités des expositions au froid concomitantes à des séismes de plus petite période de retour sont ensuite calculées de manière à ce que la probabilité combinée des deux événements reste toujours la même. Par exemple, comme le montre le Tableau 5.1, si une probabilité annuelle de 5% est retenue en concomitance avec un séisme de 2% en 50 ans, la probabilité de l'exposition au froid à considérer avec un séisme de 5% en 50 ans est de 2% annuellement. Une fois les probabilités des expositions au froid établies, les ratios de raidissement thermique correspondants sont ensuite obtenus à l'aide des courbes développées à la section 4.3. Comme le montre le Tableau 5.1, le cas où une exposition au froid d'une probabilité de 5% est considérée en concomitance avec un séisme de 2% en 50 ans entraîne une plus grande augmentation du ratio de raidissement thermique. Ce cas étant plus critique, il est donc retenu pour les analyses.

Tableau 5.1: Probabilités combinées des événements sismiques et thermiques

P(Séisme)	$P(R_T)$	$R_T$	$P(\text{Séisme}) \cdot P(R_T)$	$P(R_T)$	$R_T$	$P(\text{Séisme}) \cdot P(R_T)$
Montréal - NR100						
2% en 50 ans	<b>5.00%</b>	1.35	2.00E-05	<b>2.00%</b>	1.39	8.00E-06
5% en 50 ans	2.00%	1.39	2.00E-05	0.80%	1.43	8.00E-06
10% en 50 ans	1.00%	1.41	2.00E-05	0.40%	1.47	8.00E-06
40% en 50 ans	0.25%	1.48	2.00E-05	0.10%	1.50	8.00E-06
Augmentation de $R_T$ :		9%	Augmentation de $R_T$ :		8%	
Montréal - NR150						
2% en 50 ans	<b>5.00%</b>	1.76	2.00E-05	<b>2.00%</b>	1.86	8.00E-06
5% en 50 ans	2.00%	1.86	2.00E-05	0.80%	1.89	8.00E-06
10% en 50 ans	1.00%	1.89	2.00E-05	0.40%	1.94	8.00E-06
40% en 50 ans	0.25%	1.97	2.00E-05	0.10%	2.01	8.00E-06
Augmentation de $R_T$ :		12%	Augmentation de $R_T$ :		8%	
Montréal - NEO100						
2% en 50 ans	<b>5.00%</b>	2.11	2.00E-05	<b>2.00%</b>	2.57	8.00E-06
5% en 50 ans	2.00%	2.57	2.00E-05	0.80%	2.97	8.00E-06
10% en 50 ans	1.00%	2.86	2.00E-05	0.40%	3.33	8.00E-06
40% en 50 ans	0.25%	3.53	2.00E-05	0.10%	3.73	8.00E-06
Augmentation de $R_T$ :		67%	Augmentation de $R_T$ :		45%	
Chicoutimi - NR100						
2% en 50 ans	<b>5.00%</b>	1.47	2.00E-05	<b>2.00%</b>	1.51	8.00E-06
5% en 50 ans	2.00%	1.51	2.00E-05	0.80%	1.57	8.00E-06
10% en 50 ans	1.00%	1.56	2.00E-05	0.40%	1.59	8.00E-06
40% en 50 ans	0.25%	1.61	2.00E-05	0.10%	1.68	8.00E-06
Augmentation de $R_T$ :		10%	Augmentation de $R_T$ :		11%	
Chicoutimi - NR150						
2% en 50 ans	<b>5.00%</b>	1.96	2.00E-05	<b>2.00%</b>	2.06	8.00E-06
5% en 50 ans	2.00%	2.06	2.00E-05	0.80%	2.17	8.00E-06
10% en 50 ans	1.00%	2.13	2.00E-05	0.40%	2.28	8.00E-06
40% en 50 ans	0.25%	2.35	2.00E-05	0.10%	2.52	8.00E-06
Augmentation de $R_T$ :		20%	Augmentation de $R_T$ :		22%	
Chicoutimi - NEO100						
2% en 50 ans	<b>5.00%</b>	3.14	2.00E-05	<b>2.00%</b>	3.72	8.00E-06
5% en 50 ans	2.00%	3.72	2.00E-05	0.80%	N/A	8.00E-06
10% en 50 ans	1.00%	N/A	2.00E-05	0.40%	N/A	8.00E-06
40% en 50 ans	0.25%	N/A	2.00E-05	0.10%	N/A	8.00E-06
Augmentation de $R_T$ :		N/A	Augmentation de $R_T$ :		N/A	

Les figures 5.26 et 5.27 présentent les variations des intensités sismiques et thermiques en fonction de leur probabilité d'occurrence. La première constatation est le fait que les accélérations spectrales

décroissent rapidement entre les fréquences de 2% à 5% en 50 ans. À l'inverse, les ratios de raidissement thermique correspondants aux fréquences concomitantes calculées, soit respectivement 5% et 2% annuellement, n'augmentent que très peu dans cet intervalle. En effet, pour ce qui est du raidissement thermique, ce dernier ne commence à augmenter plus significativement qu'à partir de probabilités inférieures à 1% annuellement. Or, Selon les hypothèses, formulées précédemment, les séismes concomitants avec de telles températures, i.e. 40% en 50 ans, sont d'une intensité grandement réduite, de sorte que la réponse de la structure risque d'être grandement réduite. Pour toutes ces raisons, les figures 5.26 et 5.27 laissent croire que les efforts sismiques sont plus critiques que le raidissement thermique. Toutefois, comme le calcul des efforts dans la sous-structure est un calcul de nature itérative, il est difficile de déterminer hors de tous doutes si la réponse de la structure va augmenter ou diminuer selon le cas.

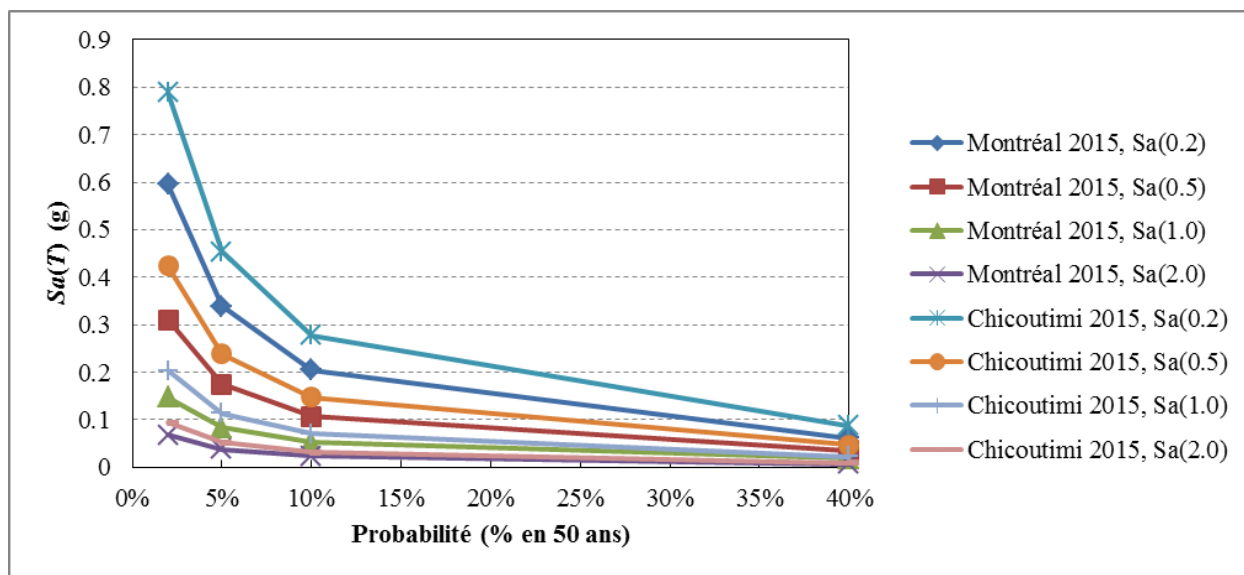


Figure 5.26: Variation des accélérations spectrales en fonction de la période de retour pour des sols de classe C

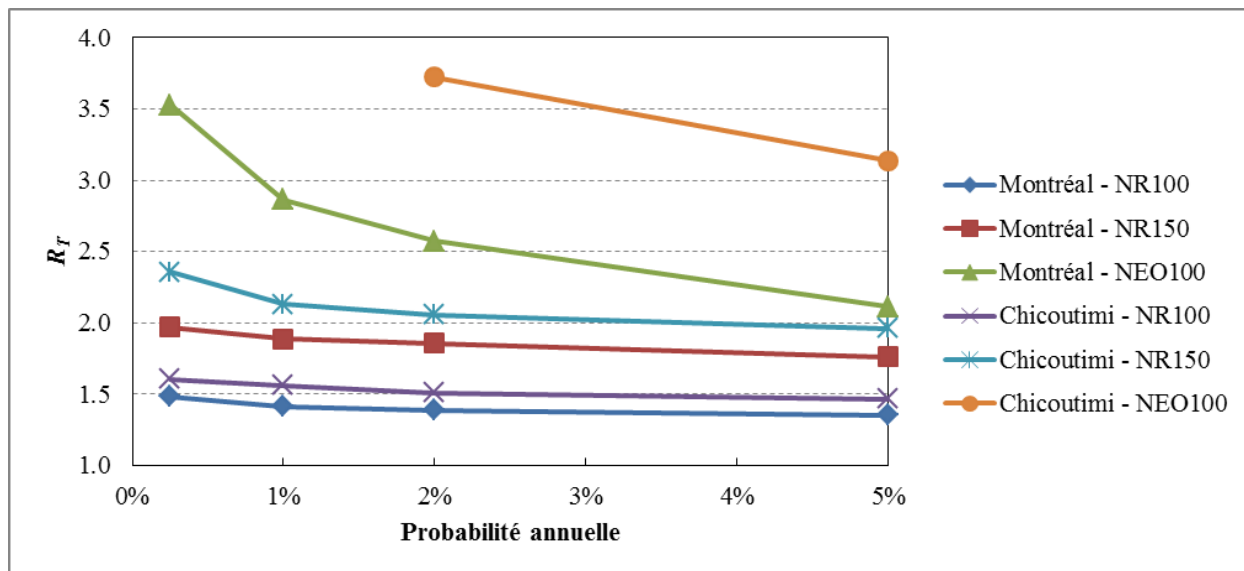


Figure 5.27: Variation du ratio de raidissement thermique en fonction de sa probabilité pour différentes localités et matériaux

Tel que discuté précédemment, la méthode simplifiée est donc utilisée pour évaluer l'augmentation des forces dans la sous-structure. Les calculs sont réalisés pour les villes de Montréal et de Chicoutimi, pour les spectres d'accélération et les raidissements thermiques calculés au Tableau 5.1 pour les élastomères NR100, NR150 et NEO100. Tout comme il a été fait à la section 5.2, les calculs sont également faits pour différentes périodes non isolées  $T_{Nisol}$  et différents déplacements admissibles au tablier  $d_{max}$ . Les résultats sont présentés aux figures 5.28 et Figure 5.29 pour les villes de Montréal et de Chicoutimi respectivement. Il est à noter que dans le cas de l'élastomère NEO100 pour le cas de Chicoutimi, les ratios de raidissement thermique n'ont pas pu être déterminés pour des fréquences annuelles inférieures à 2% et ont donc été exclus de l'analyse. De plus, dans plusieurs cas, la diminution des accélérations spectrales en raison de l'augmentation de la fréquence du séisme fait en sorte que la force sismique engendrée par le tablier est inférieure à la force caractéristique  $Q_d$ , de sorte que l'isolateur ne se déforme pratiquement pas. Ces situations ne sont pas affichées dans les résultats.

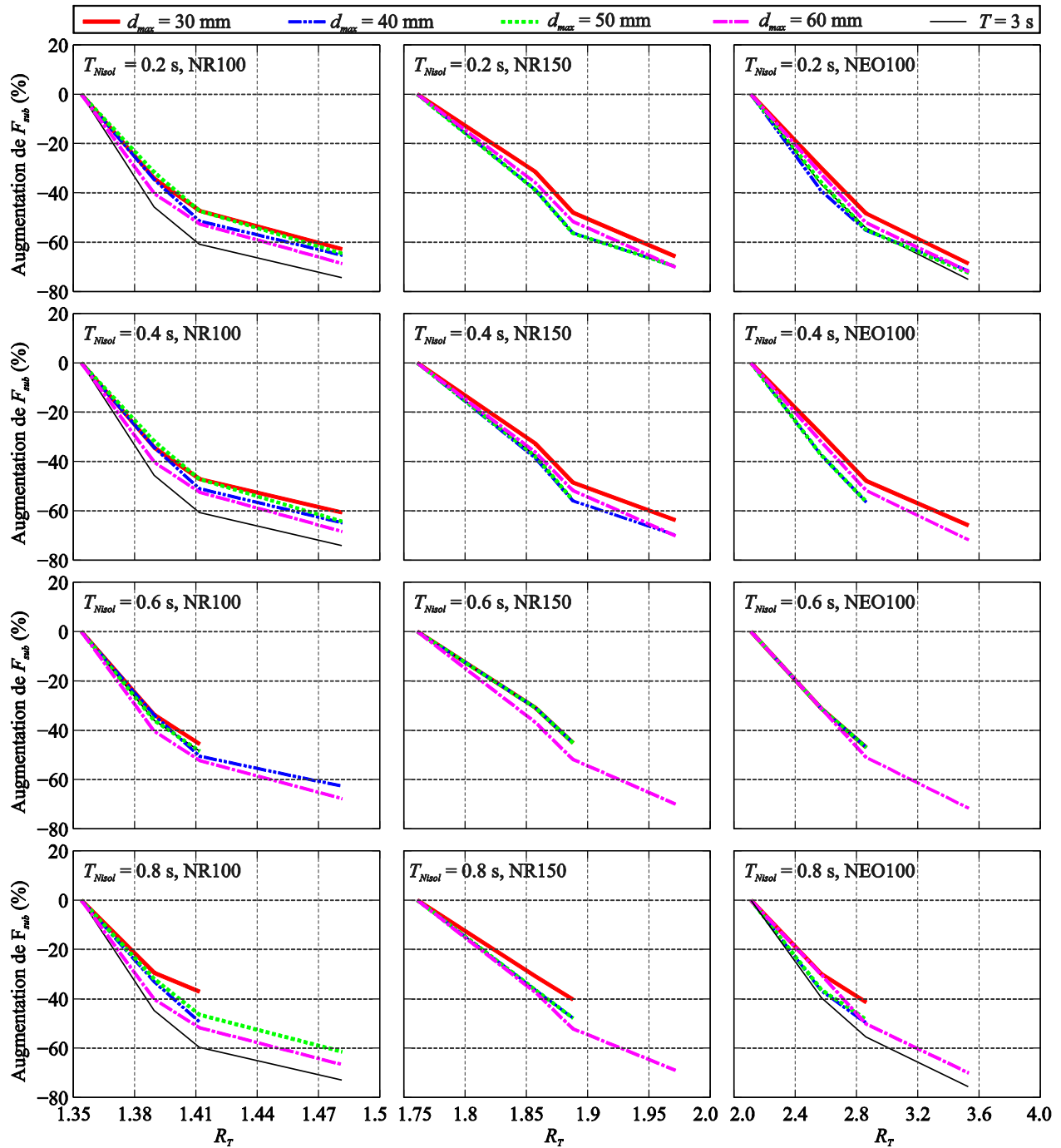


Figure 5.28 : Diminution des efforts dans la sous-structure par rapport aux valeurs obtenues pour un séisme d'une probabilité de 2% en 50 ans à Montréal pour un sol de classe C et un raidissement thermique d'une probabilité de 5% pour différentes valeurs de  $R_T$  pour Montréal

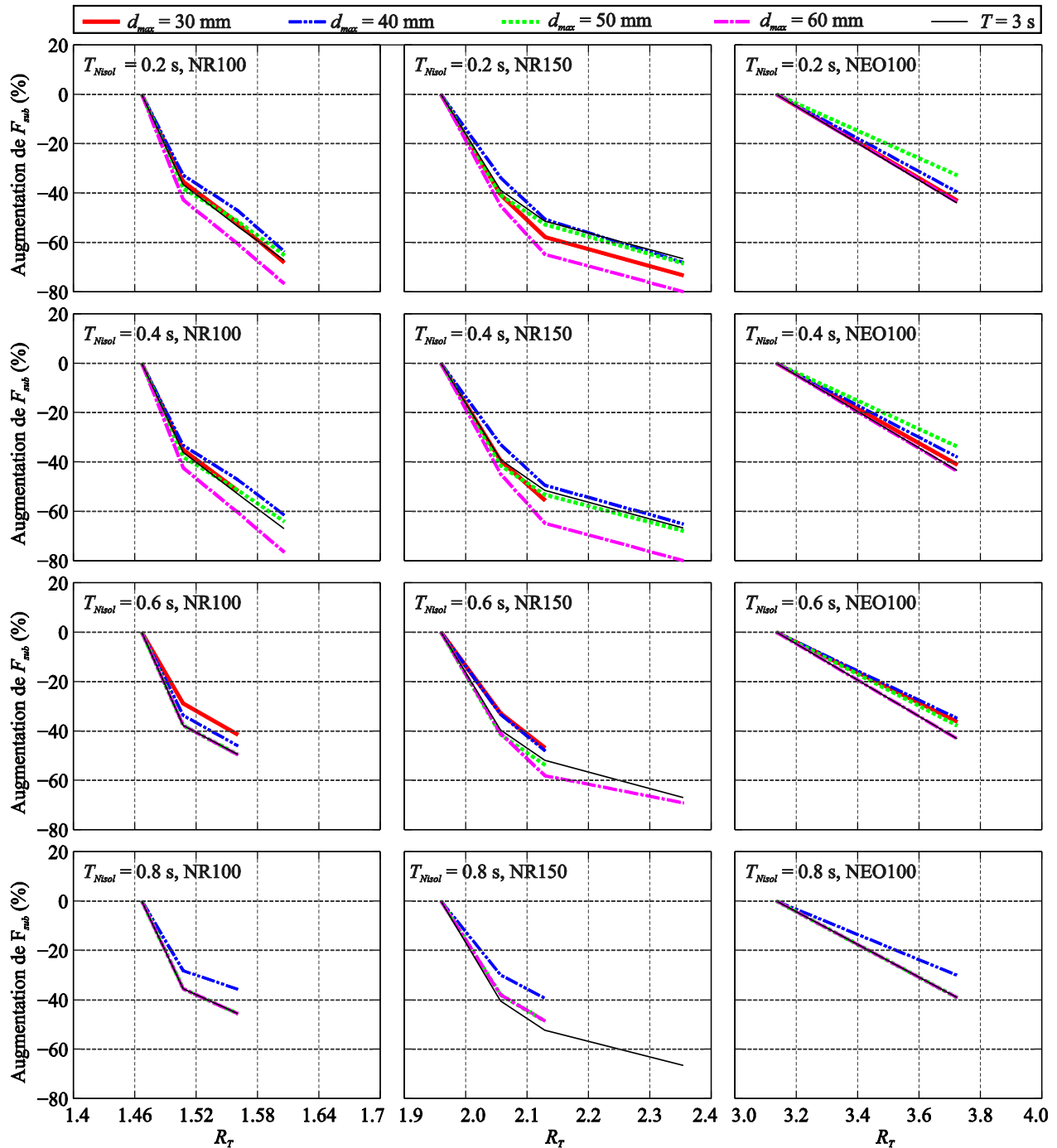


Figure 5.29: Diminution des efforts dans la sous-structure par rapport aux valeurs obtenues pour un séisme d'une probabilité de 2% en 50 ans à Chicoutimi pour un sol de classe C et un raidissement thermique d'une probabilité de 5% pour différentes valeurs de  $R_T$  pour Chicoutimi

Les résultats montrent que dans tous les cas, il n'y a pas d'augmentation des efforts dans la sous-structure lorsqu'une intensité de froid plus élevée est combinée à un séisme moins intense. En effet, une diminution des efforts généralement entre 20% et 40% est observable du passage d'un séisme de 2% à 5% en 50 ans. À titre d'exemple, la Figure 5.30 montre les variations des périodes fondamentales et des accélérations spectrales au fil de l'augmentation du raidissement thermique et de la diminution des intensités sismiques.

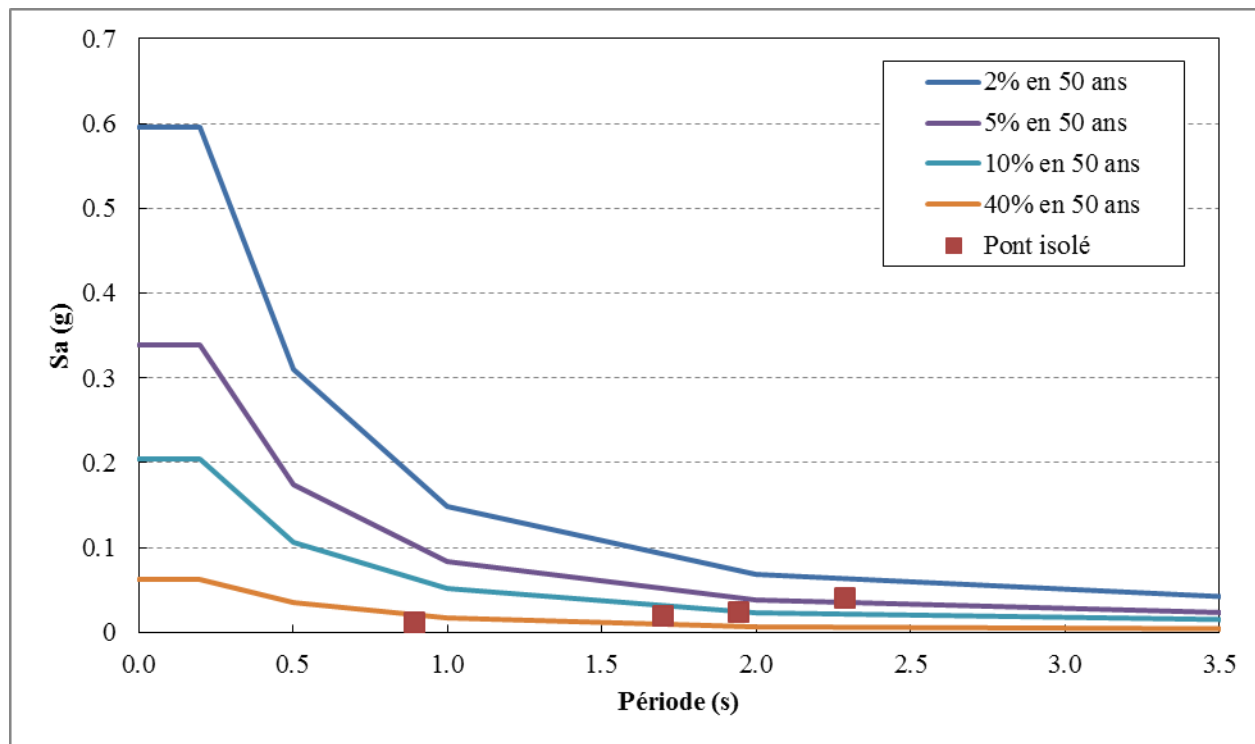


Figure 5.30: Variation des accélérations spectrales corrigées selon l'amortissement pour différentes combinaisons d'intensités sismiques et thermiques pour un pont à Montréal pour  $T_{Nisol} = 0.4$  s et  $d_{max} = 60$  mm

Bien que les résultats développés dans cette section ne soient propres qu'à deux localités précises, à en juger par la diminution significative des efforts dans les sous-structures dans tous les cas, il est raisonnable de croire qu'il est peu probable que les calculs menés pour une autre localité mèneraient à une augmentation des efforts. En effet, parmi les 36 localités étudiées, Chicoutimi est la ville la plus froide où des séismes considérables peuvent avoir lieu.

## 5.5 Approche proposée pour évaluer le potentiel de raidissement thermique

Une des interrogations qui persiste est de savoir quelle est la période de retour de l'événement de grand froid à considérer en concomitance avec un événement sismique important. La méthode de calcul utilisée par Brisebois (2012) pour établir l'intensité de la dilatation thermique à combiner avec les déplacements sismiques ne peut pas être appliquée dans le cas de problèmes de raidissement thermique. La section qui suit présente donc une réflexion sur différentes approches possibles pour établir le seuil de probabilité à considérer. Des recommandations sur la façon d'établir le raidissement thermique à partir de la probabilité de l'exposition au froid à considérer sont aussi données.

En génie civil, le niveau de risque, soit le seuil de probabilité limite minimum à prendre en compte pour un événement, est posé en considérant les différents aléas qui s'y rattachent, principalement les pertes en vies humaines et les pertes économiques. Le séisme le plus sévère à considérer pour le dimensionnement sismique d'un pont selon la norme CSA S6-14 correspond à un événement de période de retour de 2475 ans, i.e. probabilité de dépassement de 2% en 50 ans, soit une probabilité journalière d'occurrence de  $1.096 \times 10^{-6}$ . Dans le cas d'une structure dont le comportement est affecté par les basses températures, comme un pont isolé sismiquement à l'aide d'isolateurs en élastomère, il devient donc plus complexe d'évaluer la combinaison des charges sismiques et thermiques à considérer par rapport au niveau de risque initialement posé à partir du séisme de référence.

En effet, il faudrait normalement qu'une structure affectée par les basses températures ait le même niveau de performance qu'une structure non affectée par ces basses températures. Or, prendre en compte les effets des basses températures en concomitance avec le séisme de référence implique que la probabilité combinée d'occurrence des événements sismique et thermique est grandement inférieure à la probabilité correspondant à la période de retour du séisme de référence, i.e.. 2475 ans.

Par exemple, considérant le cas d'une structure dont on estime la durée de vie à 75 ans. L'événement thermique extrême correspond à la température minimale historique sur cette période, et a donc une probabilité annuelle d'occurrence de  $1/(75 \text{ ans} \times 365 \text{ jours})$ , soit  $3.65 \times 10^{-5}$ .



La probabilité combinée des événements sismiques et thermiques les plus extrêmes serait donc 27375 fois inférieure à la probabilité à considérer pour une structure non affectée par les basses températures. Il faut toutefois rester prudent sur le choix de cette probabilité. Par exemple, si une probabilité d'occurrence annuelle minimale de 25% est considérée, cela implique que la probabilité de l'événement combiné est 4 fois inférieure à la probabilité du séisme de conception, soit 0.5% en 50 ans, ce qui peut sembler être très faible sachant que la probabilité du séisme en tant que tel est initialement très basse. Cependant, en admettant qu'un tel séisme survienne éventuellement, il serait discutable d'admettre qu'un jour sur 4, soit 90 jours par année, le niveau d'exposition au froid est excédé et que le dimensionnement de l'ouvrage est possiblement inadéquat.

Un compromis pourrait être trouvé en considérant un niveau d'exposition aux basses températures n'étant pas trop conservateur tout en restant sécuritaire, par exemple 1%, soit 3.65 jours par année. Comme il a été montré à la section 5.4, le séisme est toujours le facteur dominant, ainsi la possibilité qu'une combinaison sismique et thermique différente soit plus critique pour une même probabilité combinée est à écarter. De plus, comme mentionné à la section 4.4, il serait préférable de conserver la même probabilité d'exposition au froid à considérer, peu importe la période de retour du séisme considérée.

La marche à suivre pour évaluer le potentiel de raidissement thermique pourrait donc se résumer comme suit :

1. Choisir la probabilité d'occurrence de l'événement thermique à considérer en concomitance avec un séisme.
2. Consulter les cartes ou les courbes fournissant le nombre de jours consécutifs (Chapitre 4) et déterminer toutes les combinaisons de températures et de nombre de jours consécutifs en fonction de la probabilité retenue à l'étape (1).
3. Utiliser les températures et les nombres de jours consécutifs obtenus à l'étape (2) pour déterminer l'enchaînement des températures qui peut générer le plus fort raidissement thermique possible. Pour ce faire, disposer les températures des journées en ordre décroissant comme montré dans l'exemple du Tableau 4.4.
4. Exposer les prototypes d'isolateur au froid en changeant la température imposée toutes les 24 heures de manière à reproduire les conditions thermiques les plus critiques déterminées à l'étape (3).

5. Tester le prototype avec les sollicitations sismiques correspondantes à un séisme de 2% en 50 ans. Tenir compte d'une déformation initiale due à la contraction du tablier en utilisant la température minimale retenue en (2) et convertie en température effective de tablier. Notons cependant que la température minimale retenue en (2) doit correspondre à une température moyenne journalière.

Si le pont étudié se trouve en région froide et qu'un matériau résistant au froid est utilisé, il peut être souhaitable de ne pas considérer des températures de  $-10^{\circ}\text{C}$  et plus, car de telles températures n'ont pas d'effets significatifs sur la cristallisation, d'autant plus que le nombre élevé de jours consécutifs sous ces températures ferait en sorte qu'il faudrait allonger significativement la période d'exposition au froid des prototypes. Il est aussi avantageux de changer la température selon les jours consécutifs au cours du confinement à basse température des spécimens, car cela permet de prendre en compte l'inertie thermique de l'isolateur plus adéquatement. Il peut également être souhaitable de forcer un mouvement de convection autour de l'isolateur afin d'avoir un taux de refroidissement qui soit comparable à une exposition réelle.

## **CHAPITRE 6 POTENTIEL DE CONTRACTION ET DE DILATATION THERMIQUE DES TABLIERS DE PONT ET ÉVALUATION DE LEURS EFFETS AU CANADA**

Lorsqu'un matériau est réchauffé ou refroidit, ce dernier se dilate ou se contracte. Dans le cas des ponts, ce phénomène se concrétise particulièrement par un allongement et un raccourcissement longitudinal du tablier. Dans le cas d'un événement sismique, cette déformation initiale du tablier peut avoir plusieurs effets sur le comportement dynamique de la structure. Par temps chaud, la dilatation thermique du tablier réduit le déplacement sismique admissible aux joints du tablier et augmente le risque de cognement et d'endommagement à cet endroit. La déformation thermique initiale occasionnée par la contraction ou la dilatation a aussi pour effet de réduire le déplacement admissible du tablier avant la rupture de l'isolateur par déchirement ou déversement, et peut affecter les forces maximales dans les composantes structurales de l'ouvrage soumis à un séisme.

La présente section fait une étude probabiliste des expositions thermiques des tabliers de pont au Canada et propose une méthode d'évaluation de la contraction et de la dilatation thermique des tabliers de ponts sur une base probabiliste. Des analyses structurales sont également réalisées afin d'évaluer les effets de la dilatation et de la contraction thermique des tabliers sur les ponts isolés sismiquement.

### **6.1 Quantification de l'exposition aux basses températures pour l'évaluation de la contraction ou la dilatation d'un tablier de pont**

Selon la méthode d'évaluation de la température effective préconisée par le CSA S6-14, la température moyenne journalière doit être connue afin d'estimer la température effective maximale et minimale du tablier, à l'aide des facteurs de correction. Pour évaluer la contraction et la dilatation du tablier sur une base probabiliste, il faut donc évaluer la température moyenne journalière en fonction de sa probabilité d'occurrence. De plus, pour estimer la proportion du facteur de correction à utiliser, il est également souhaitable de déterminer l'intensité de rayonnement solaire selon sa probabilité d'occurrence. La présente section présente donc les fréquences cumulées *FC* des températures journalières moyennes aux 36 localités étudiées au 3.3

de même qu'un aperçu de la distribution de l'intensité de la radiation solaire en fonction de sa fréquence.

### **6.1.1 Température journalière moyenne**

Les courbes des fréquences cumulées sont construites en considérant des intervalles de températures de 2°C et sont présentées pour des températures journalières moyennes  $FC_{moy}$  aux 36 localités étudiées. De plus, comme de telles courbes forment des outils statistiques pratiques, elles sont également générées pour les températures journalières maximales  $FC_{max}$  et minimales  $FC_{min}$ . La Figure 6.1 montre un exemple de tels résultats pour les villes de Montréal, Saskatoon et Vancouver. Les fréquences pour des intervalles de température de 2°C sont également présentées sous forme d'histogramme pour bien illustrer l'origine des courbes des fréquences cumulées.

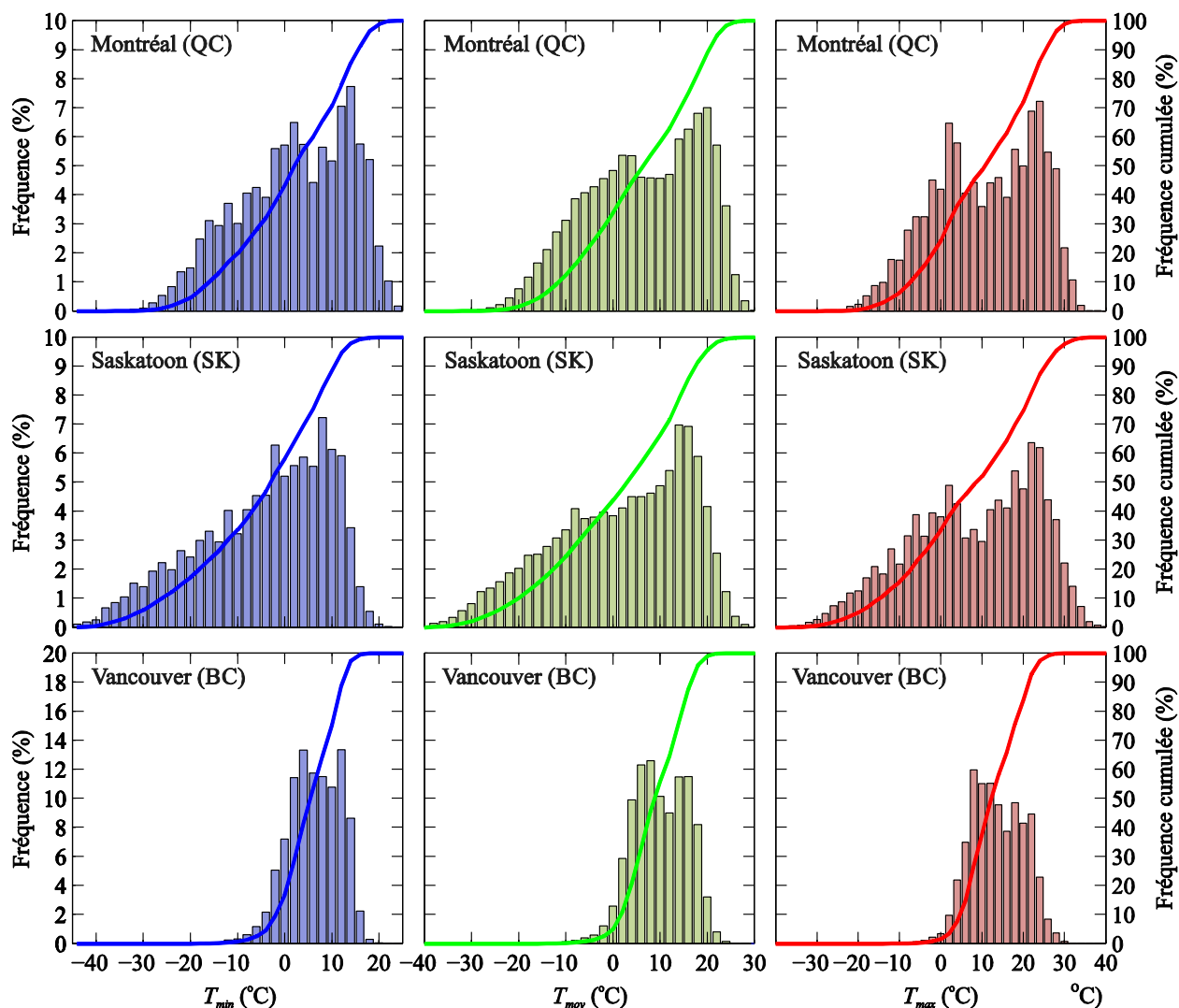


Figure 6.1: Exemples d'histogrammes de fréquence et de fréquences cumulées pour les températures journalières minimales, maximales et moyennes, pour les villes de Montréal, Saskatoon et Vancouver

Sur cette figure, on observe d'abord que les histogrammes de ces trois villes diffèrent par leur plage de température journalière observée de même que par la distribution des fréquences en fonction de la température. Par exemple, la ville de Vancouver est caractérisée par une distribution étroite et centrée des températures journalières, ce qui correspond à un climat doux, typique des côtes canadiennes. Les localités situées sous de tels climats montrent généralement des histogrammes de température aux distributions normales (symétrique), contrairement aux régions plus froides caractérisées par une distribution avec une asymétrie négative, comme c'est le cas à Montréal. Des

endroits comme Saskatoon montrent même des distributions pratiquement triangulaires. On note que bien que la distribution des températures est plus facilement observable à l'aide d'histogrammes, il est possible de faire des observations similaires en se basant sur la variation des pentes des courbes de fréquences cumulées.

Les courbes des fréquences cumulées décrites précédemment peuvent être utilisées pour évaluer la dilatation thermique d'un tablier de pont. Par exemple, considérons un pont situé à Montréal dont l'ouverture du joint de tablier devient problématique lorsque la température journalière moyenne est supérieure à 20°C. La Figure 6.1 indique qu'une telle température risque d'être égalée ou dépassée environ 10% du temps, soit approximativement 36 jours par année.

Comme ces exemples le montrent, les courbes des fréquences cumulées sont utiles pour plusieurs applications par rapport aux ponts et sont donc développées aux figures 6.2 à 6.4 pour les 36 localités analysées.

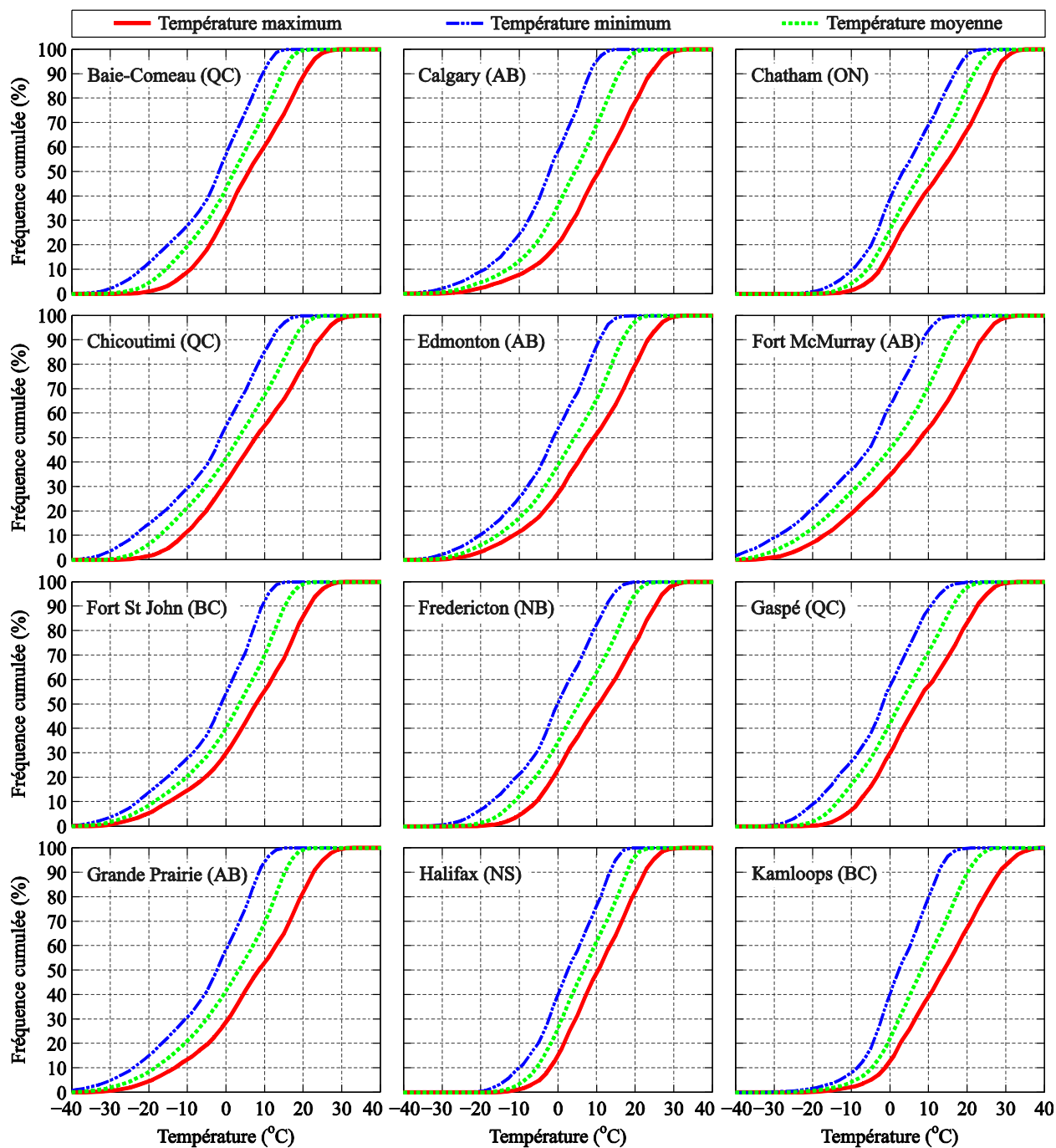


Figure 6.2: Fréquences cumulées pour les températures journalières minimales, maximales et moyennes pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Baie-Comeau (QC) à Kamloops (BC)

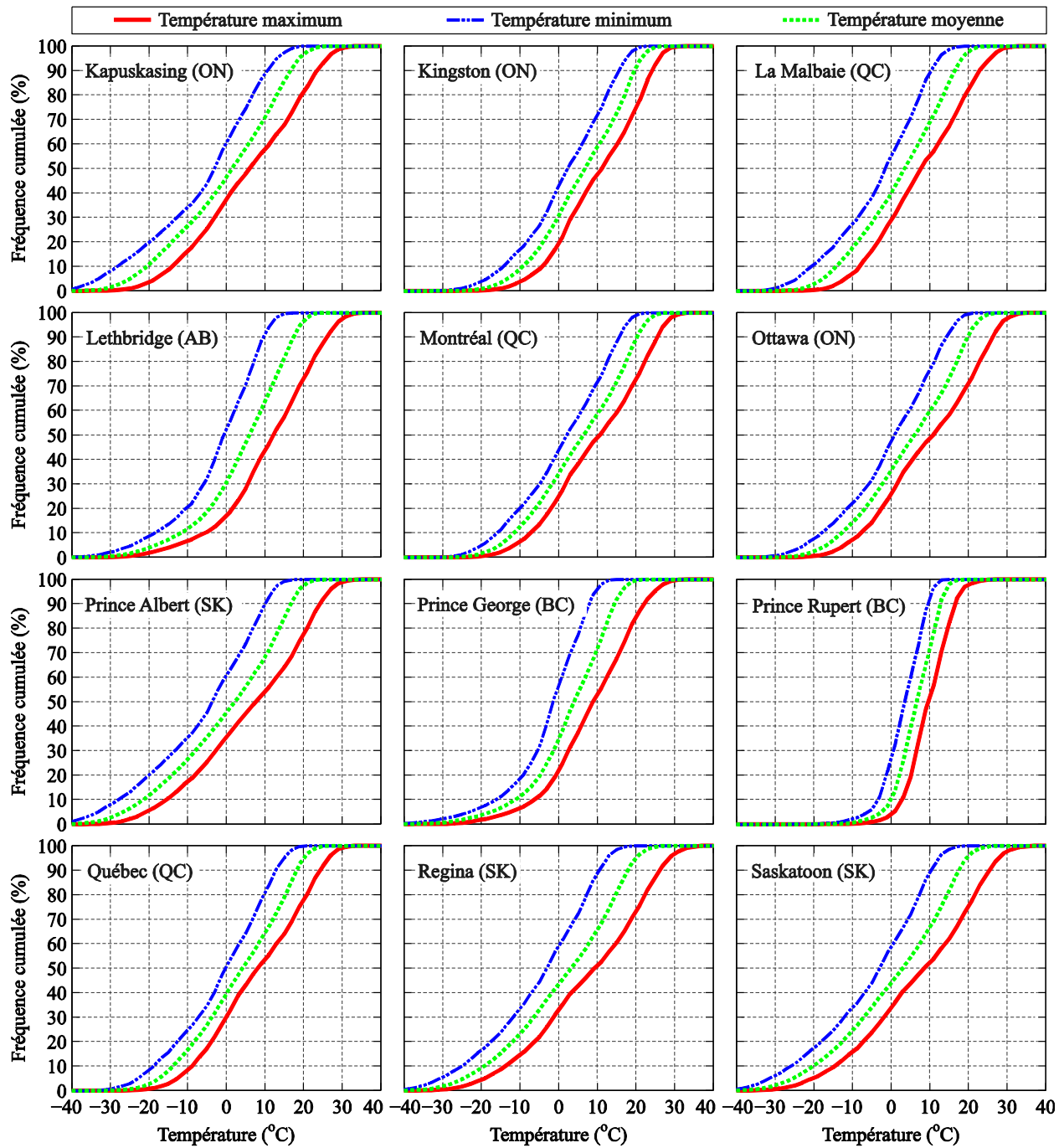


Figure 6.3: Fréquences cumulées pour les températures journalières minimales, maximales et moyennes pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Kapuskasing (ON) à Saskatoon (SK)



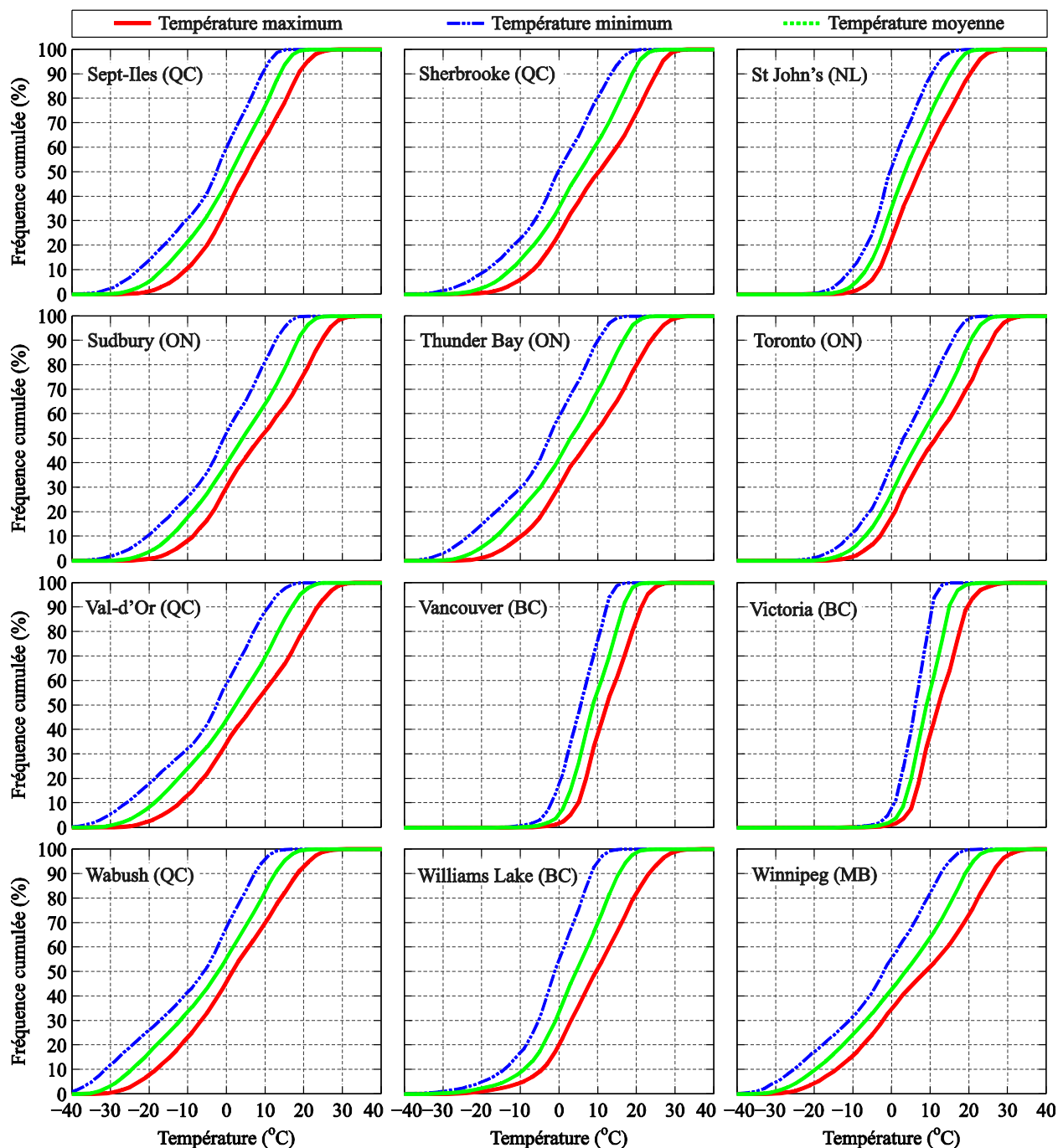


Figure 6.4: Fréquences cumulées pour les températures journalières minimales, maximales et moyennes pour une variété de localités au Canada présentées en ordre alphabétique : Sept-Îles (QC) à Wabush (QC)

On note que pour les cas où les températures doivent être évaluées pour des fréquences aussi faibles que 1%, les courbes données dans la présente section peuvent être difficiles à lire. Pour remédier à

ce problème, le Tableau 6.1 donne les températures correspondantes à des probabilités de 1% et 99% pour les températures maximales, minimales et moyennes journalières.

Tableau 6.1: Températures journalières maximales, minimales et moyennes correspondant à des fréquences cumulées de 1% et 99% pour les 36 localités étudiées

Localité	Fréquence cumulée = 1%			Fréquence cumulée = 99%		
	Max	Min	Moy	Max	Min	Moy
Baie-Comeau	-20	-25	-21	26	30	24
Calgary	-33	-39	-33	14	17	14
Chatham	-26	-31	-26	19	23	18
Chicoutimi	-24	-15	-18	30	29	30
Edmonton	-33	-25	-32	13	20	19
Fort McMurray	-28	-19	-23	20	24	24
Fort St John	-11	-17	-11	32	29	26
Fredericton	-20	-30	-18	21	16	16
Gaspé	-15	-23	-14	26	22	20
Grande Prairie	-22	-23	-19	30	32	30
Halifax	-35	-33	-32	17	14	18
Kamloops	-27	-27	-25	23	22	23
Kapuskasing	-26	-18	-21	29	30	30
Kingston	-33	-26	-34	15	20	15
La Malbaie	-29	-22	-26	22	25	22
Lethbridge	-30	-18	-12	30	32	31
Montréal	-43	-29	-21	14	19	20
Ottawa	-36	-23	-16	21	25	25
Prince Albert	-29	-28	-23	27	30	29
Prince George	-36	-41	-37	13	15	17
Prince Rupert	-32	-33	-29	20	22	23
Québec	-16	-23	-2	30	29	26
Régina	-28	-35	-9	17	12	15
Saskatoon	-21	-28	-5	23	19	20
Sept-Îles	-17	-5	-1	29	22	26
Sherbrooke	-29	-13	-5	17	12	13

Tableau 6.1: Températures journalières maximales, minimales et moyennes correspondant à des fréquences cumulées de 1% et 99% pour les 36 localités étudiées (Suite)

Localité	Fréquence cumulée = 1%			Fréquence cumulée = 99%		
	Max	Min	Moy	Max	Min	Moy
St John's	-22	-9	-3	22	16	19
Sudbury	-28	-19	-29	29	29	25
Thunder Bay	-39	-29	-40	13	18	13
Toronto	-33	-24	-33	20	23	18
Val-d'Or	-11	-27	-20	28	33	30
Vancouver	-18	-38	-30	17	16	13
Victoria	-14	-32	-25	22	23	20
Wabush	-15	-28	-26	35	32	32
Williams Lake	-23	-39	-35	17	16	18
Winnipeg	-18	-33	-30	25	23	24

#### 6.1.1.1 Cartes illustratives des températures journalières moyennes en fonction de leur fréquence cumulée

Afin de généraliser les résultats pour une plus grande partie du pays, des cartes d'isocontours sont tracées pour les fréquences cumulées  $FC_{moy}$  jugées comme étant les plus pertinentes, i.e. : 1%, 5%, 10%, 90%, 95% et 99%. Comme précédemment, les cartes sont séparées en deux zones à l'est et à l'ouest du Canada, afin d'en faciliter la lecture. Les résultats sont montrés aux figures 6.5 à 6.80.

Sur les figures illustrant les températures les plus chaudes, i.e.  $FC_{moy} > 90\%$ , on remarque que les températures varient beaucoup moins que dans le cas des plus basses températures, i.e.  $FC_{moy} < 10\%$ . Cette observation est remarquable par la distribution plus grossière des zones de contour. La forme typique des courbes des figures 6.2 à 6.4 illustre avec plus de précision ce phénomène. En effet, on observe sur ces courbes que la température varie peu pour des valeurs de  $FC_{moy} > 90\%$ , alors qu'elles varient beaucoup plus pour des valeurs de  $FC_{moy} < 10\%$ .

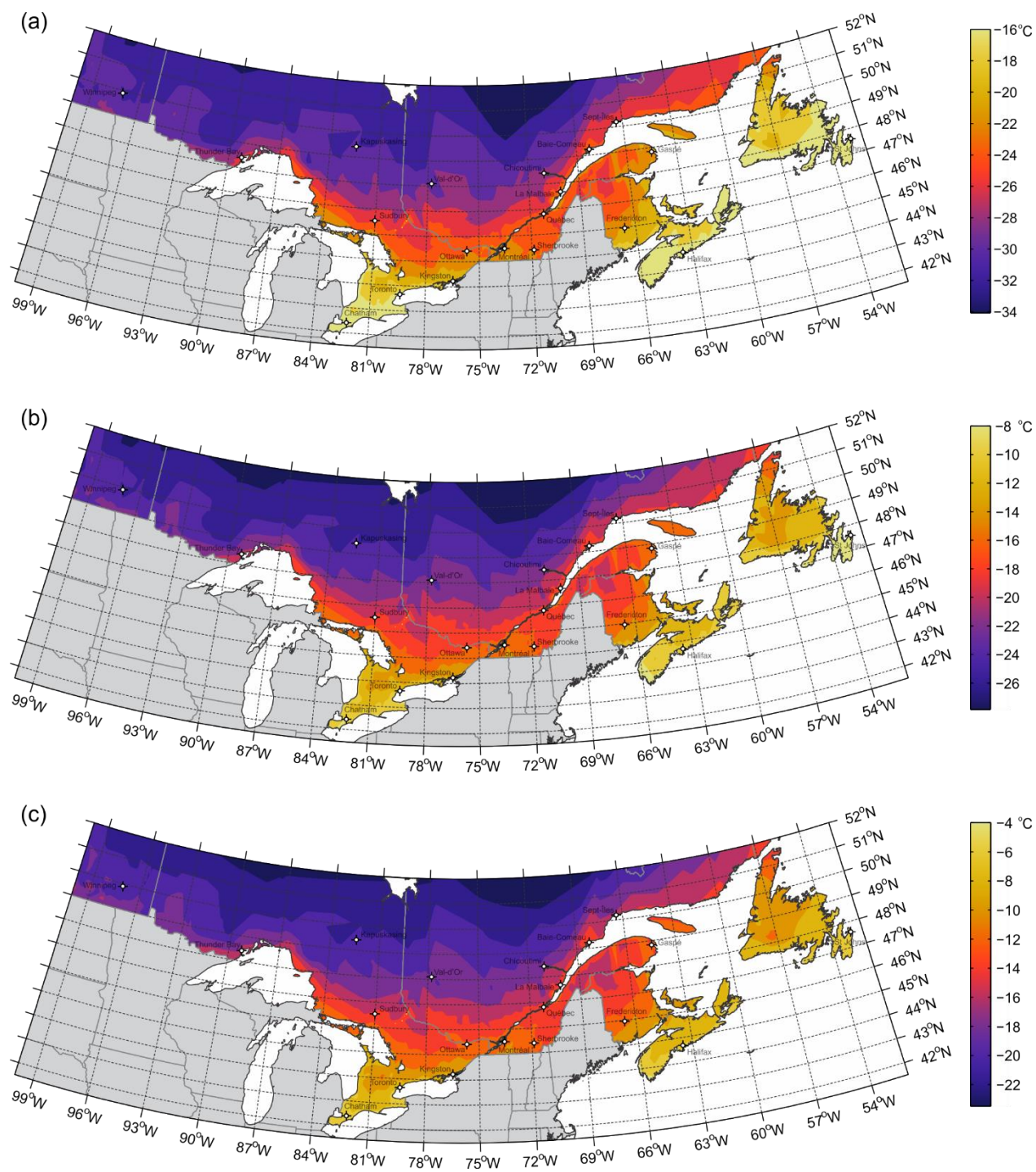


Figure 6.5: Cartes des températures journalières moyennes correspondant à des fréquences cumulées  $FC_{moy}$  de (a) 1%, (b) 5% et (c) 10% pour l'Est canadien

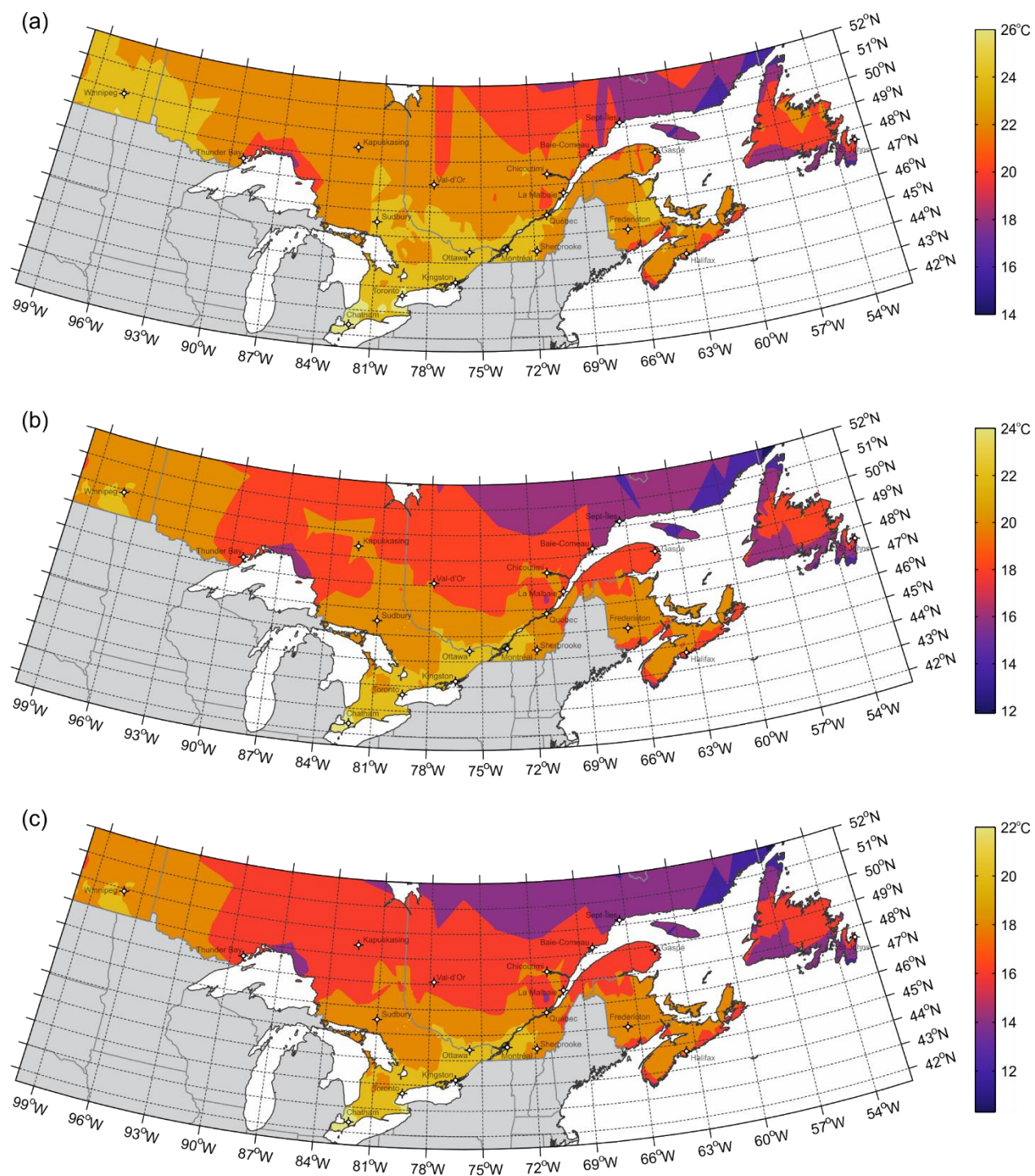


Figure 6.6: Cartes des températures journalières moyennes correspondant à des fréquences cumulées  $FC_{moy}$  de (a) 99%, (b) 95% et (c) 90% pour l'Est canadien

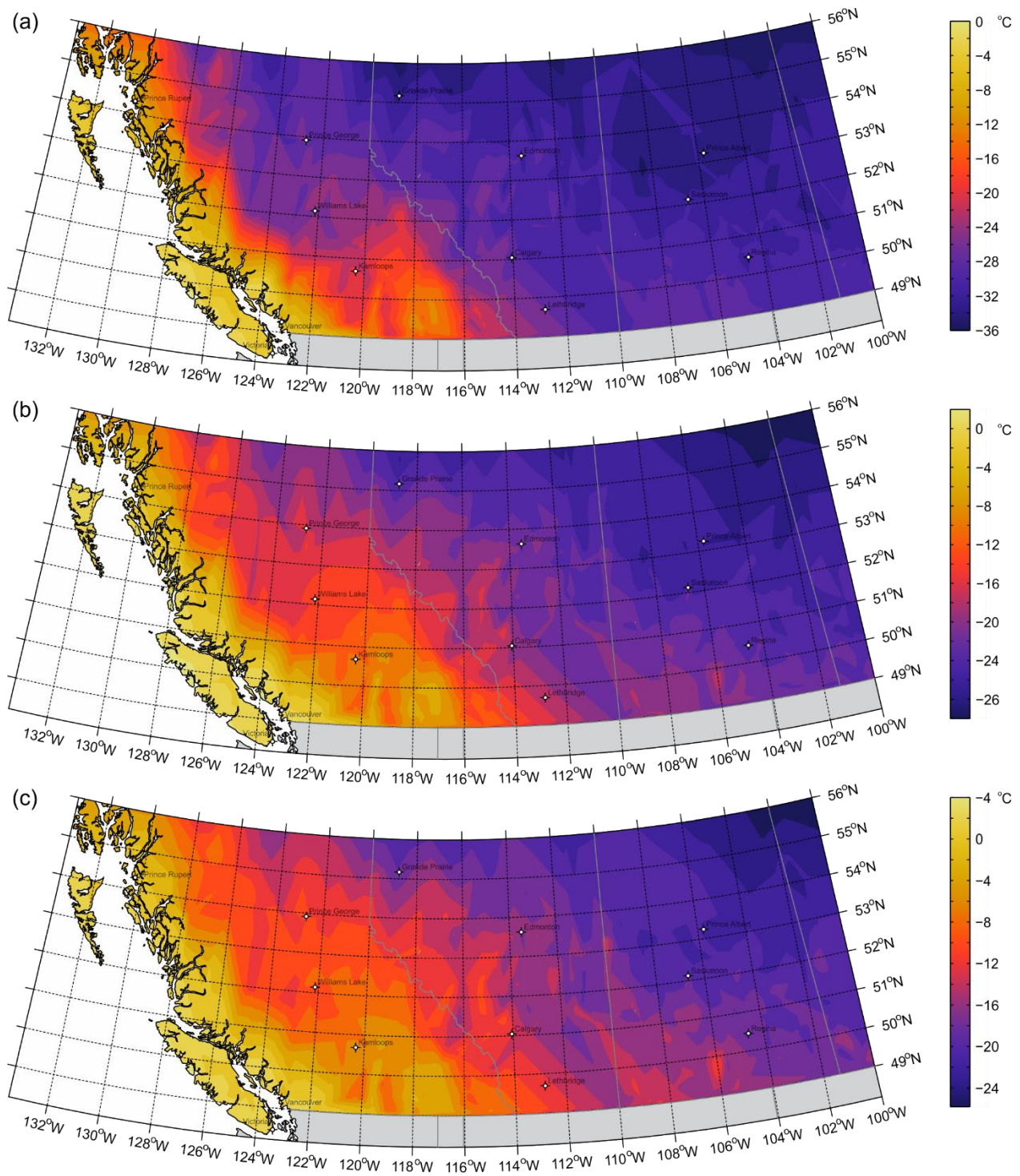


Figure 6.7: Cartes des températures journalières moyennes correspondant à des fréquences cumulées  $FC_{moy}$  de (a) 1%, (b) 5% et (c) 10% pour l'Ouest canadien

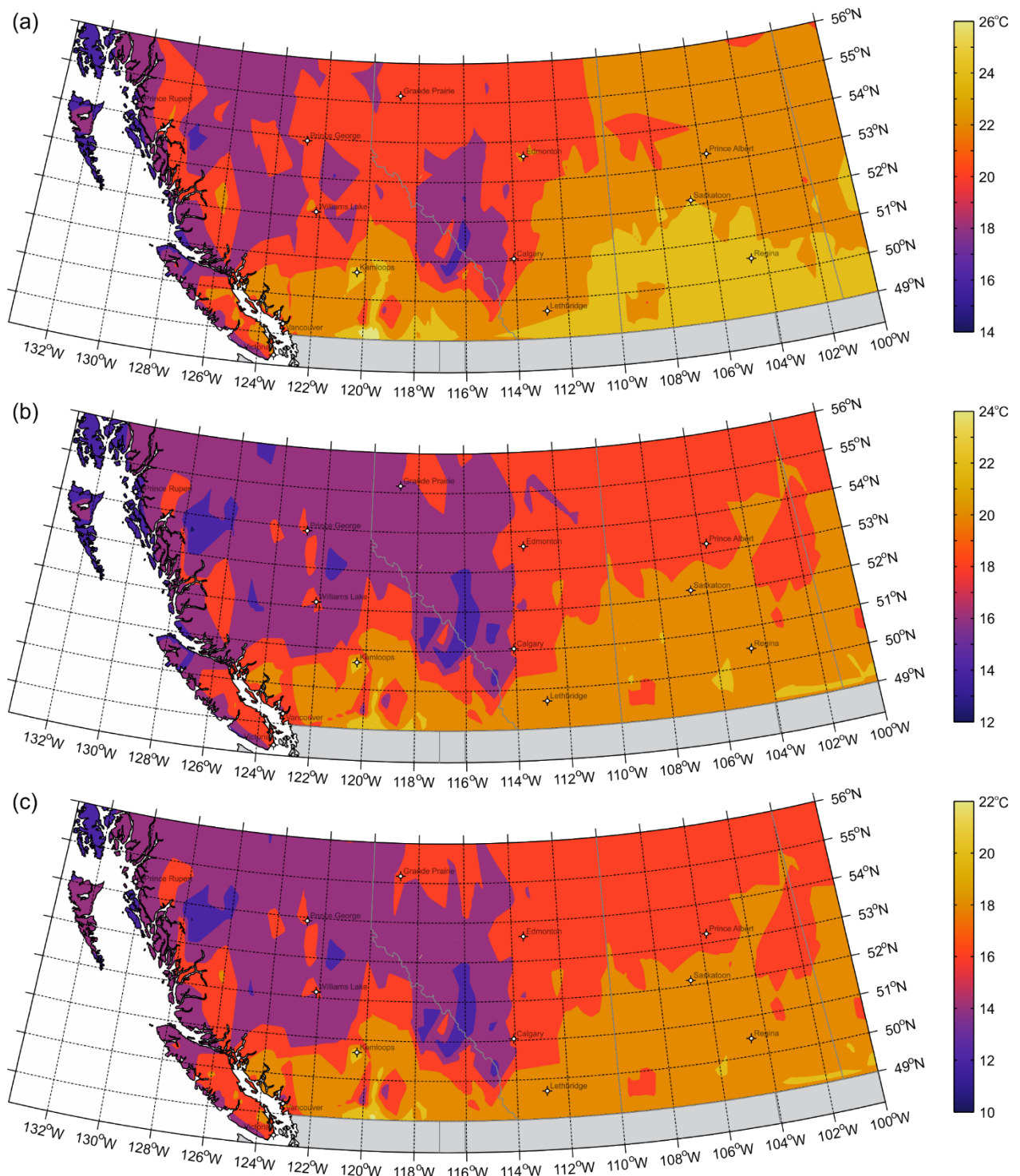


Figure 6.8: Cartes des températures journalières moyennes correspondant à des fréquences cumulées  $FC_{moy}$  de (a) 99%, (b) 95% et (c) 90% pour l'Ouest canadien

## 6.1.2 Radiation solaire

Contrairement à la température de l'air, la radiation solaire est une donnée moins bien documentée par Environnement Canada. En effet, peu de stations météorologiques donnent ce type d'information. De plus, la radiation solaire est complexe à mesurer, même avec des appareils sophistiqués, de sorte que les lectures sont dans bien des cas erronées et inscrites comme manquantes dans le registre. Finalement, comme la radiation dépend de l'angle d'incidence du rayonnement solaire avec la surface étudiée, et que cet angle change d'heure en heure avec la position du soleil, il est difficile d'exploiter les données horaires, qui ne sont généralement disponibles que pour une surface horizontale. Cependant à titre indicatif, la radiation maximale journalière mesurée à Montréal par Environnement Canada a été étudiée sur une période de 2 ans et l'intensité de cette radiation mise en relation avec sa fréquence aux figures 6.9 et 6.10.

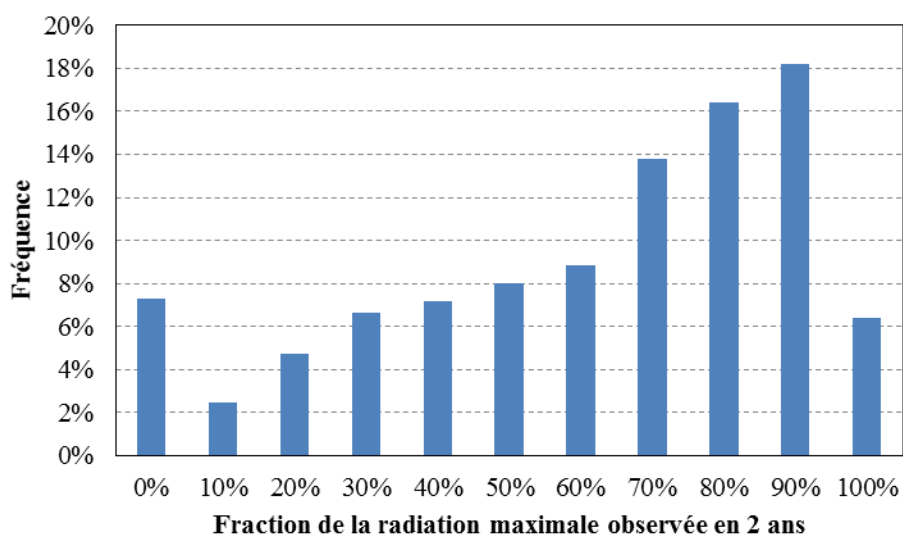


Figure 6.9: Fréquence de la fraction de la radiation maximale observée en 2 ans



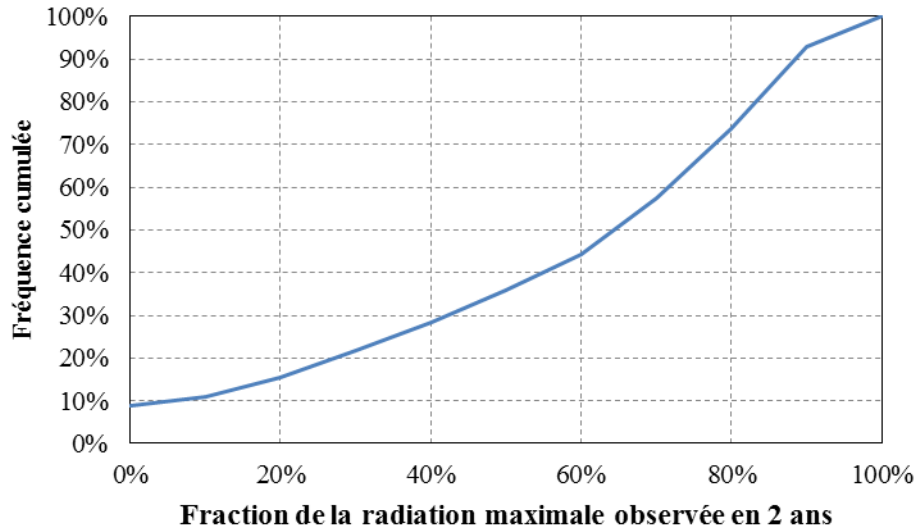


Figure 6.10: Fréquence cumulée de la fraction de la radiation maximale observée en 2 ans

Ces résultats montrent que la probabilité journalière de recevoir une radiation solaire proche de la valeur maximale reçue en 2 ans est considérable. Les figures présentées ne montrent toutefois que les résultats pour la radiation maximale journalière, ainsi le rayonnement exprimé ici n'a lieu qu'au cours d'une courte partie de la journée. En effet, pratiquement aucune radiation solaire n'est émise pendant une douzaine d'heures par jour, alors que le soleil est couché ou que son rayonnement est faible. La température effective à ce moment de la journée diminue donc grandement.

Devant toutes ces incertitudes, la meilleure façon d'estimer la température effective en fonction de sa probabilité sur une base raisonnable et conservatrice est de supposer que cette température est égale à sa valeur maximale de  $T_{eff\_max} = T_{moy} + \Delta T_{eff\_max}$  la première moitié de la journée et qu'elle est à sa valeur minimale de  $T_{eff\_min} = T_{moy} + \Delta T_{eff\_min}$  l'autre moitié de la journée. Cette méthode est conservatrice dans la mesure que la température réelle devrait être dans tous les cas comprise entre  $T_{eff\_min}$  et  $T_{eff\_max}$ . De plus, le fait de considérer le contexte de situation froide et chaude au cours de la même journée permet une meilleure approximation des conditions variantes d'heure en heure.

### **6.1.3 Méthode d'évaluation de la température effective du tablier en fonction de la fréquence**

Selon les observations mentionnées ci-haut, la méthode suivante est proposée pour évaluer la température effective du tablier en fonction de sa probabilité.

1. Établir la courbe des fréquences cumulées des températures journalières moyennes pour la localité à l'étude.
2. Évaluer les températures de correction maximales  $\Delta T_{eff\_max}$  et minimales  $\Delta T_{eff\_min}$  du pont en question selon le type de matériau et la hauteur de poutre.
3. Appliquer les températures de correction à la courbe des fréquences cumulées des températures journalières moyennes de manière à créer une courbe des températures minimales et des températures maximale effective du tablier.
4. Combiner les données des courbes des températures minimales et maximales de manière à prendre en compte la variation de température au cours des journées. Cela revient à faire la moyenne de ces deux courbes.

## **6.2 Évaluation des exigences de la norme S6-14 relativement aux expositions au froid à considérer pour l'évaluation de la dilatation thermique**

Comme il a été discuté, l'isolation sismique est affectée de multiple façon par les effets thermiques, ainsi ces effets doivent être évalués pour tenir compte de leur possible concomitance avec un séisme. Comme les effets thermiques sur l'isolation sismique sont un ajout récent à la norme canadienne des ponts, des études sur les effets thermiques sur les structures isolées sismiquement ont dû être menées pour mieux encadrer la prise en compte de ces effets. La norme CSA S6-14 fait par exemple référence au mémoire de Brisebois (2012) en ce qui a trait au déplacement à considérer aux joints de tablier, dû à la dilatation thermique. La présente section fait une analyse des recommandations du code quant à la dilatation thermique du tablier à considérer lors du séisme. L'ouverture des joints de tablier et les déformations des isolateurs sont discutées.

### 6.2.1 Ouverture de joint de tablier : Probabilité de dépassement de la température concomitante

D'après la norme CSA S6-14, le déplacement thermique à utiliser en concomitance avec un séisme ayant une probabilité de dépassement de 2% en 50 ans peut être évalué à 50% du déplacement thermique maximal, soit un déplacement correspondant à 50% de la différence entre la température effective maximale ou minimale du tablier du pont et une température  $T_{inst} = 15\text{ °C}$ , posée comme étant la température d'installation du pont. Pour faciliter la discussion des résultats, on introduit une température de calcul  $T_{calcul}$  tel que la différence entre la température effective du tablier et  $T_{calcul}$  corresponde à 50% du déplacement thermique du tablier. On démontre que cette température est alors donnée par :

$$T_{calcul} = \frac{T_{moy} + T_{inst}}{2} + \frac{\Delta T_{eff}}{2} \quad (6.1)$$

La température  $T_{calcul\_max}$  correspond à  $T_{moy\_max}$  et  $\Delta T_{eff\_max}$ , i.e.

$$T_{calcul\_max} = \frac{T_{moy\_max} + T_{inst}}{2} + \frac{\Delta T_{eff\_max}}{2} \quad (6.2)$$

et  $T_{calcul\_min}$  à  $T_{moy\_min}$  et  $\Delta T_{eff\_min}$ , i.e.

$$T_{calcul\_min} = \frac{T_{moy\_min} + T_{inst}}{2} + \frac{\Delta T_{eff\_min}}{2} \quad (6.3)$$

On peut donc évaluer séparément les deux termes de l'équation (6.2) ou (6.3). Pour ce qui est du premier terme, qui représente la température ambiante, il est possible d'évaluer sa probabilité de dépassement à l'aide des courbes de fréquences cumulées des figures 6.2 à 6.4. Les résultats montrent que si une température d'installation de 15°C est considérée, la probabilité que la température moyenne journalière dépasse la température de calcul n'est que de 1.7% en moyenne, en considérant les 36 villes étudiées. Toutefois, peu importe la température d'installation, il n'est pas recommandé de prendre une valeur inférieure à 15°C pour les calculs de la température de calcul sans quoi la probabilité de dépassement de cette température est grandement augmentée, comme le montre la Figure 6.11.

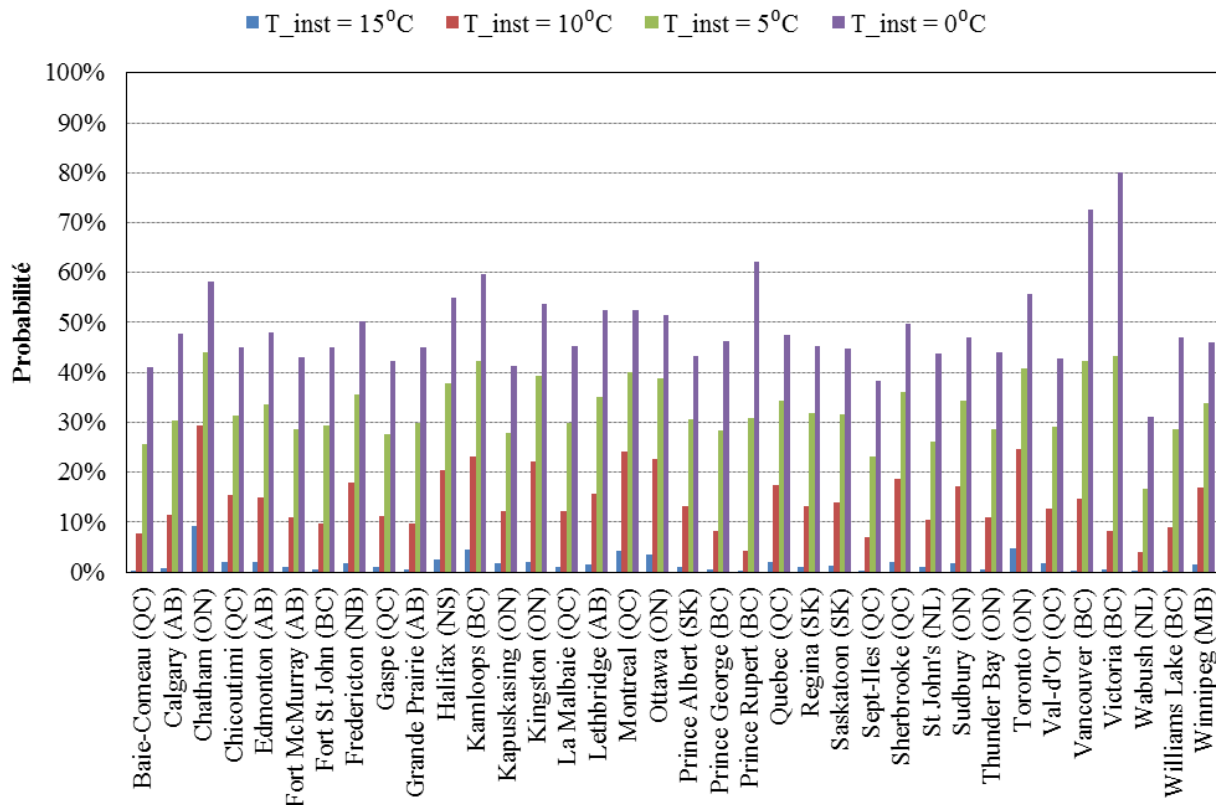


Figure 6.11: Probabilité que la température moyenne journalière soit supérieure à la température ambiante concomitante

Pour ce qui est du deuxième terme des équations (6.2) ou (6.3), bien qu'il soit difficile d'évaluer sa probabilité de dépassement, il est toutefois connu que la radiation solaire n'a un effet sur le tablier qu'une fraction de la journée. Il est donc acceptable de ne considérer que 50% de  $\Delta T_{eff}$ .

On peut donc conclure que globalement, la température de calcul a une faible probabilité d'être dépassée si une température d'installation de  $15^{\circ}\text{C}$  est considérée dans les calculs.

## 6.2.2 Déformation initiale des isolateurs : Probabilité de dépassement de la température de calcul

### 6.2.2.1 Choix des températures de calcul

Pour les séismes de conception de 2% en 50 ans, les températures de calculs à prendre en compte sont réduites à 50% de l'écart de température entre  $15^{\circ}\text{C}$  et les températures effectives

maximales et minimales. Comme il est discuté à la section précédente, la probabilité de dépassement de la température effective maximale est très faible. En revanche, pour ce qui est de la température minimale effective, la probabilité que la température effective soit inférieure à la température de calcul minimale est considérable, soit en moyenne 17% et varie entre 3% et 29% selon la localité. En effet, pour la majorité des ponts, soit ceux ayant des tabliers mixtes ou en béton, et ayant des hauteurs de poutre d'environ un mètre, la température minimale effective est pratiquement égale à la température minimale de service. Les mêmes probabilités de dépassement que celles calculées au point 2 de la section 4.4 et montrées à la Figure 4.21 pour le raidissement thermique sont donc encore une fois applicables. La température effective minimale de calcul n'est possiblement pas assez conservatrice. De plus, les résultats montrent que les fréquences d'occurrences associées aux températures de calculs froides sont en moyenne dix fois plus grandes que celles associées aux températures de calculs chaudes, ce qui peut sembler incohérent. Cela est d'autant plus problématique, car les déformations induites dans les isolateurs sont plus grandes lors de la contraction que lors de la dilatation de la structure, car l'écart de température effective relativement à la température d'installation (15°C) est plus grand. Finalement, tout comme il est mentionné au point 3 de la section 4.4, le critère d'établissement des températures de calcul minimales a comme inconvénient de donner des températures pour lesquelles les probabilités sont variables d'une localité à l'autre.

Les températures de calcul à considérer pour des séismes de période de retour de 5% en 50 ans sont égales aux températures effectives de service maximales et minimales. Leurs probabilités sont donc égales, ce qui est cohérent, mais elles sont aussi très faibles, soit une journée en 30 ans, ce qui est très conservateur considérant la concomitance avec un événement sismique.

#### **6.2.2.2 Variation du niveau de probabilité relativement aux différents niveaux de performance**

Tout comme il est discuté point 4 de la section 4.4, le fait de sélectionner des températures différentes pour les différents critères de performance entraîne certaines inconsistances au niveau statistique. De plus, dans le cas des problèmes associés à la contraction thermique du tablier, on observe qu'à partir d'une certaine longueur de tablier, les déplacements aux joints de tablier pour des efforts associés à un niveau de performance de 5% en 50 ans, deviennent supérieurs à ceux dus au cas d'un séisme de conception de 2% en 50 ans, qui devrait engendrer

les déplacements les plus critiques. Pour illustrer cette situation, les déplacements aux joints de tablier sont calculés pour différentes villes et types de sol. Ces calculs sont effectués pour des séismes de probabilités de 2% et 5% en 50 ans et leur température de calcul respective. Comme le montre la Figure 6.12, pour des localités où la sismicité est moyenne à forte comme c'est le cas pour Montréal sur un sol de type C, il faut une longueur de tablier considérable pour que la combinaison du séisme de 5% en 50 ans devienne plus critique que celle du séisme de 2% en 50 ans. Par contre, pour des zones où la réponse sismique est plus faible, comme à Wabush ou à Montréal sur un sol de classe A, une longueur d'aussi peu que 15 à 20 m suffit à créer un tel phénomène. Pour de telles zones, dans le cas d'une demi-longueur de tablier continue de 50 m, le déplacement aux extrémités du tablier devient alors 2 fois plus critique pour la combinaison de charges d'un séisme de 5% en 50 ans que celle d'un séisme de 2% en 50 ans.

Il est à noter que ces calculs sont réalisés en considérant un tablier mixte dont le coefficient de dilatation thermique est de  $11 \times 10^{-6} \text{ m/m/}^\circ\text{C}$ .

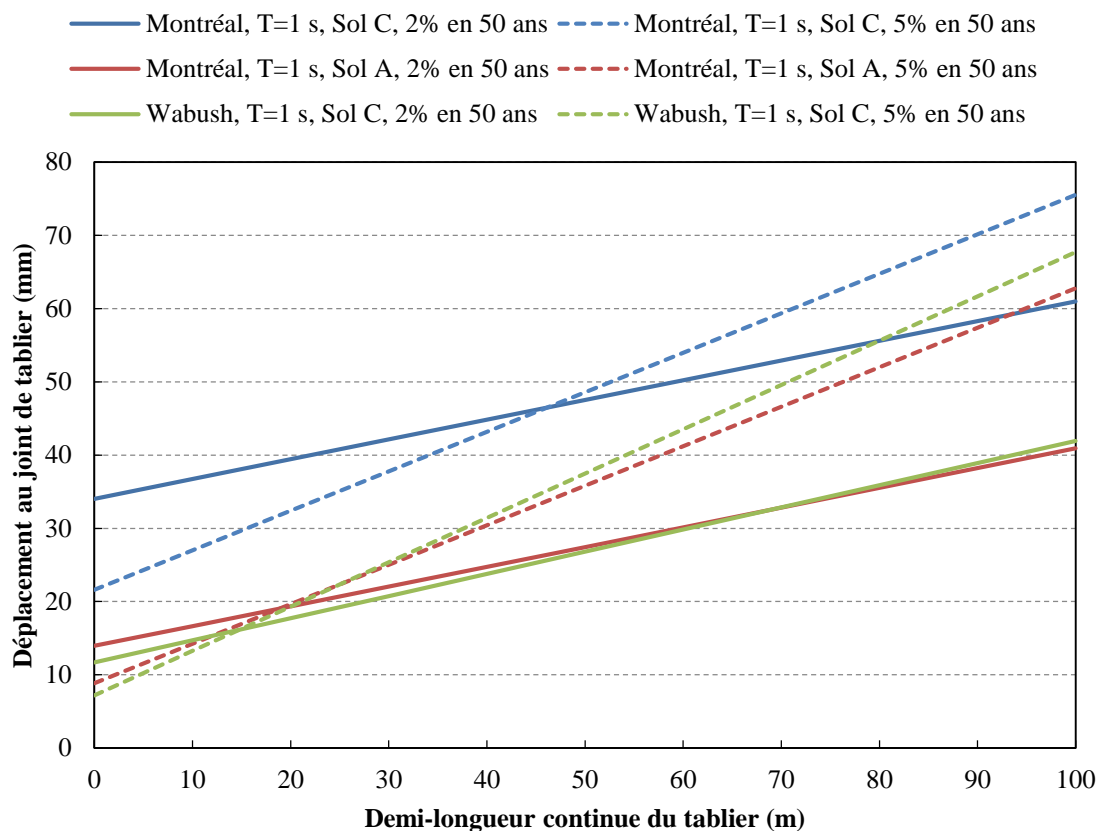


Figure 6.12: Déplacement sismique et thermique au joint de tablier en fonction de la longueur du tablier pour des structures de périodes de 1 seconde pour différentes villes, types de sol et période de retour

### 6.2.2.3 Hypothèse de la température d'installation

La norme CSA S6-14 ne fait pas de distinction entre la température de calcul pour l'évaluation de l'ouverture des joints de tablier et la déformation initiale des isolateurs. Dans tous les cas, le déplacement thermique à utiliser en concomitance avec un séisme de 2% en 50 ans est égal à 50% du déplacement thermique maximal ou minimal, soit un déplacement correspondant à 50% de la différence de température entre la température effective maximale ou minimale, et 15°C. Ce critère est basé sur les travaux de Brisebois (2012) qui a principalement étudié l'ouverture d'un joint de tablier de pont. Dans ce contexte, seule la dilatation du tablier sous des températures élevées est pertinente. De plus, l'ouverture du joint du tablier dépend de la température en condition d'équilibre de la dalle lors de l'installation, contrairement à la

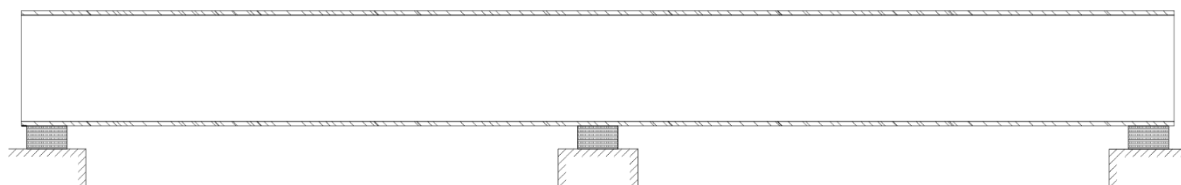
déformation des isolateurs, qui eux dépendent de la température en condition d'équilibre des poutres seules, soit leur température au moment où elles sont fixées aux isolateurs. Cette nuance peut entraîner des erreurs si elle n'est pas bien prise en compte. En effet, dans le cas de nouveaux ponts, comme les poutres sont fixées aux isolateurs au moment de leur installation, soit généralement pendant l'été, la probabilité que la température ambiante soit élevée est considérable. De plus, en absence de dalle sur les poutres à stade de la construction, l'inertie thermique du tablier est faible, ainsi la température des poutres est sujette à suivre la température ambiante. En se référant aux figures 6.2 à 6.4, il est alors possible d'évaluer la probabilité de réchauffement des poutres en lien avec la température ambiante.

Par exemple, à Montréal, selon les courbes des fréquences cumulées, la probabilité que la température maximale journalière dépasse  $25^{\circ}\text{C}$  est de 11% annuellement. Sachant que l'installation des poutres se fait typiquement en été, soit pendant les 4 mois les plus chauds de l'année et qu'il est peu probable qu'une température aussi élevée ait lieu en dehors de cette période, on peut donc conclure que la probabilité annuelle de 11% équivaut à une probabilité de 33% sur la période des 4 mois les plus chauds de l'année. Il y a donc dans cette période en moyenne une journée sur 3 dont la température maximale est égale ou supérieure à  $25^{\circ}\text{C}$ , ce qui est considérable.

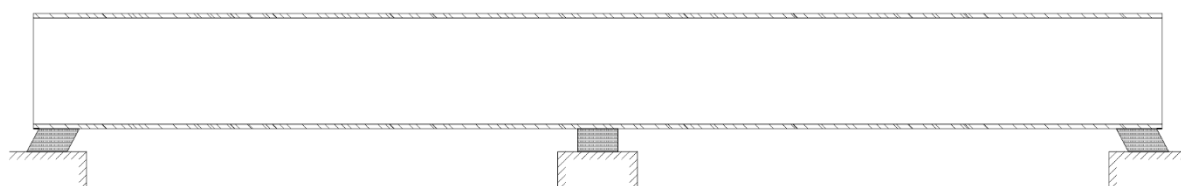
De plus, étant donné l'absence de dalle sur les poutres à ce stade de la construction, ces dernières sont aussi beaucoup plus sensibles à la radiation solaire. En effet, selon un modèle éléments finis réalisé en utilisant le module thermique du logiciel ADINA (ADINA-T, 2015) tenant compte de la convection, de la conduction et de la radiation, une plaque métallique exposée au soleil peut atteindre une température de  $50^{\circ}\text{C}$  lorsque la température ambiante est de  $25^{\circ}\text{C}$ . En supposant que la température moyenne des poutres d'acier soit de  $40^{\circ}\text{C}$  au moment de leur boulonnage aux isolateurs, il y a donc un écart de  $25^{\circ}\text{C}$  avec la température d'installation posée à  $15^{\circ}\text{C}$ . Pour ce qui est des conditions froides en séisme, la norme CSA S6-14 demande de considérer une température minimale de calcul d'environ  $-8^{\circ}\text{C}$  pour un tablier mixte à Montréal. Il y a donc un écart de  $23^{\circ}\text{C}$  avec la température supposée pour l'installation, soit pratiquement le même gradient thermique que celui engendré par le boulonnage de poutres à haute température. À la température minimale de calcul, le déplacement thermique aux extrémités des poutres peut donc être le double de ce que recommande la norme. La Figure 6.13 montre les différentes étapes de la construction du



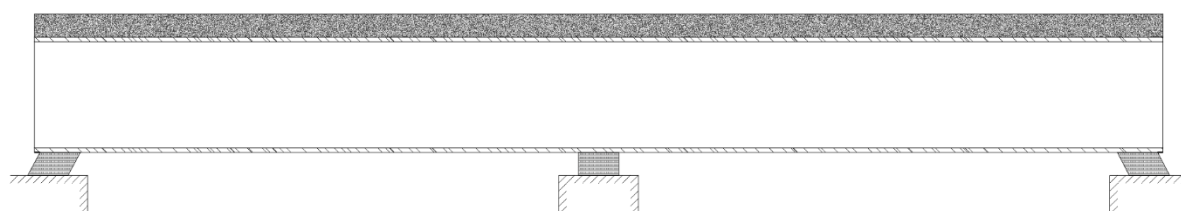
tablier menant à un tel déplacement initial de même que les déformations des isolateurs pour les situations de températures froides et chaudes.



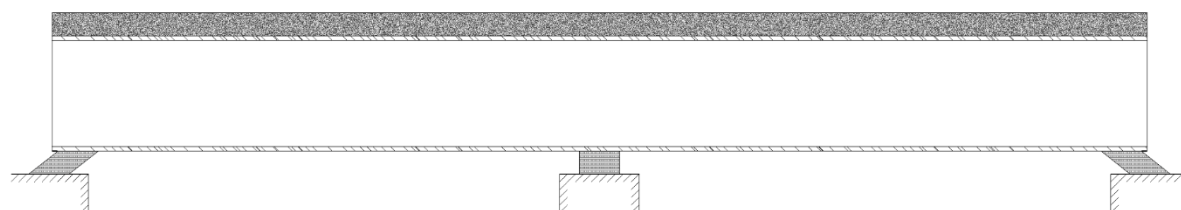
(a) Poutres fixées aux isolateurs à haute température suite à une exposition au soleil



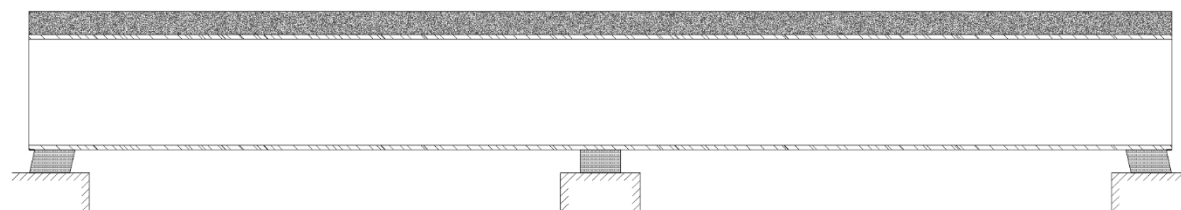
(b) Refroidissement des poutres au moment de la coulée (15°C)



(c) Déformation des isolateurs en conditions initiales suite à l'ajout de la dalle



(d) Déformation du tablier et des isolateurs à une basse température



(e) Déformation du tablier et des isolateurs à une haute température

Figure 6.13: Déformations possibles des isolateurs à diverses étapes de la construction du tablier advenant une situation où les poutres sont à une haute température.

### **6.3 Effets de la contraction et de la dilatation thermiques d'un tablier de pont isolé sur son comportement en service et en cas de séisme**

Les déformations induites dans les isolateurs par la contraction et la dilatation thermique d'un tablier de pont peuvent être importantes selon la nature du tablier et les conditions ambiantes lors de son installation. Les effets de ces déformations sur le comportement structural des ponts sont multiples et leurs ampleurs selon le cas sont souvent mal-connues. Ce chapitre traite des effets de la contraction et de la dilatation thermique d'un tablier de pont isolé sur : (1) le comportement des isolateurs en séisme, (2) l'augmentation des forces initiales dans la sous-structure et (3) la réduction du déplacement sismique admissible avant la rupture des isolateurs.

#### **6.3.1 Comportement des isolateurs lors d'un séisme considérant un déplacement initial du tablier**

Il est connu que le raidissement thermique des élastomères a des impacts sur le comportement des isolateurs sismiques, tel que discuté au Chapitre 5. Il est donc d'intérêt de vérifier les effets de la contraction ou de la dilatation thermique d'un tablier sur le comportement sismique des isolateurs. Pour ce faire, une analyse temporelle non linéaire est réalisée sur le modèle du pont D60Y soumis au séisme East7E1\_24, mais cette fois en appliquant initialement un déplacement thermique de  $\delta = 25$  mm, correspondant à la contraction thermique donnée au (c), tel qu'illustrée à la Figure 6.13 e). Un raidissement thermique de  $R_T = 2$  est considéré pour les analyses. Les relations des forces-déplacements sont enregistrées aux deux extrémités du pont, soit où les isolateurs subissent respectivement des déplacements initiaux de 25 mm et -25 mm. Ces relations sont présentées sous forme de courbe à la Figure 6.14 (a) et comparées aux cas où la même analyse est réalisée, cette fois sans prendre en compte les effets thermiques sur le tablier.

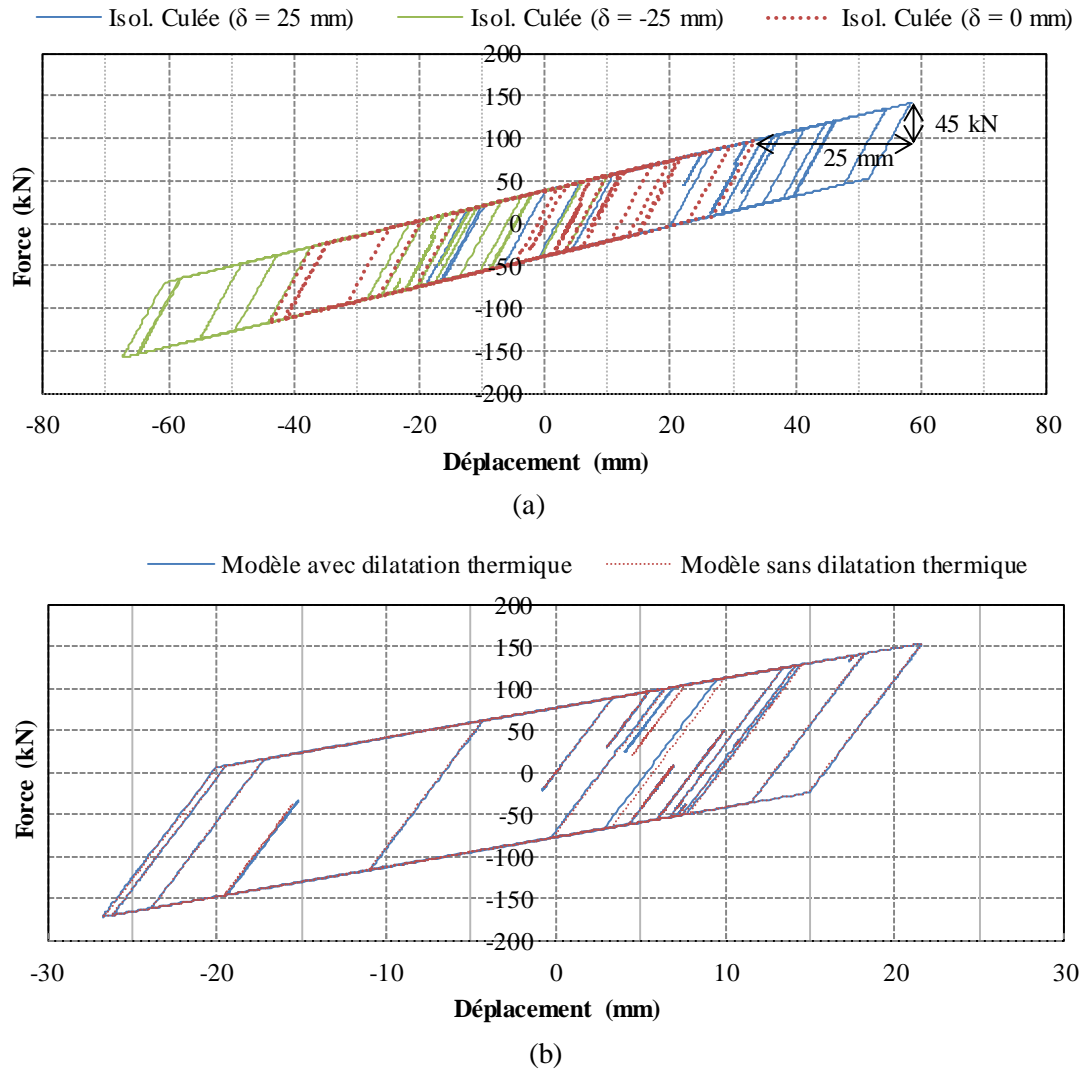


Figure 6.14: Effets de la contraction thermique du tablier sur le comportement des isolateurs situés (a) aux culées et (b) à la pile

Les résultats montrent que dans le cas des isolateurs situés aux culées, malgré leur déformation initiale de sens opposés l'un à l'autre, la forme des courbes forces-déplacements sont identiques peu importe la culée et peu importe si les effets thermiques sur le tablier sont inclus ou non dans le modèle. En effet, la seule différence n'est qu'un décalage en déplacement et en force qui suit la pente de la rigidité  $K_d$  de la courbe. Pour ce qui est des isolateurs situés à la pile, comme ces derniers sont à mi-travée dans le cas du pont à l'étude, les courbes des forces-déplacements sont encore une fois de formes identiques, et n'ont aucun décalage quant aux déplacements et aux forces.

Ces résultats ne sont pas surprenants, car les isolateurs sont modélisés à l'aide d'éléments aux lois de comportement parfaitement bilinéaire, ce qui rappelons-le, est très près de la réalité. En effet, comme le comportement des isolateurs est linéaire une fois la pente élastique passée, il est donc prévisible qu'un déplacement supplémentaire de l'isolateur entraîne une augmentation de la force proportionnelle à la pente de la poste-rigidité  $K_d$  de l'isolateur.

Ces observations permettent de conclure que sous certaines conditions, il est possible de décomposer les effets thermiques de la dilatation/contraction thermique des tabliers. Une telle approche peut notamment être utile si le logiciel d'analyse des structures utilisé est incapable d'imposer des déplacements initiaux dans le tablier, ou encore si on veut évaluer plusieurs cas de dilatation/contraction thermique sans avoir à lancer pour chaque cas des analyses temporelles non linéaires, soit des analyses coupeuses en temps. Il est par exemple possible de réaliser l'analyse dynamique en considérant les valeurs maximales et minimales des paramètres  $K_d$  et  $Q_d$  puis ensuite corriger les résultats pour considérer les effets de la dilatation/contraction thermique du tablier. Pour ce faire, le déplacement de l'isolateur dû aux dilatations et contractions thermiques est calculé pour la température voulue puis cette valeur est ensuite multipliée par  $K_d$ .

Dans le cas des isolateurs présentés à la Figure 6.14 a), la force maximale dans l'isolateur donnée par un modèle tenant compte du raidissement thermique, mais négligeant la dilatation thermique est par exemple de  $F_{RT} = 100$  kN. Sachant que la contraction thermique  $\delta$  à considérer est ici de 25 mm et que la rigidité poste-élastique  $K_d$  avec raidissement thermique est de 1.774 kN/mm, la force due à la dilatation thermique  $F_{DT}$  est alors de 45 kN, d'où la force totale dans l'isolateur  $F_{RT+DT}$  est de 145 kN.

Cependant, pour que cette approche soit valide, il est nécessaire que la sous-structure n'ait pas de non-linéarité considérable, ce qui est normalement le cas dans le contexte d'une structure isolée sismiquement.

### 6.3.2 Augmentation des forces initiales dans les éléments structuraux

Une autre répercussion que peut avoir la dilatation thermique du tablier sur le reste de la structure est d'augmenter les forces dans la sous-structure lors du séisme, d'où la nécessité d'augmenter sa résistance. En effet, comme il est discuté dans la section précédente, cette augmentation de la force est égale à la poste-rigidité multipliée par le déplacement thermique imposé à l'isolateur. Dans le

cas du pont étudié précédemment, avec un ratio de raidissement thermique  $R_T$  de 2 et advenant un déplacement thermique total de 25 mm calculé conformément au code pour un séisme de 5%, en 50 ans i.e.  $\Delta T = 15^\circ\text{C} - 34^\circ\text{C}$ , la force induite dans l'isolateur par la contraction thermique  $F_{DT}$  est de 45 kN, alors que celle due au raidissement thermique de l'isolateur et au séisme en soi est de 100 kN. L'augmentation de la force est donc de 45%. Si les poutres du pont ont été fixées aux isolateurs à une température effective de  $40^\circ\text{C}$  et non  $15^\circ\text{C}$  en raison de la température ambiante élevée et de la radiation solaire tel qu'expliqué à la section 6.2.2.3, la contraction thermique devient alors de 38 mm, et l'augmentation de la force dans l'isolateur de 68%. On voit donc ici toute l'importance d'éviter que les poutres soient trop chaudes au moment de leur pose sur les isolateurs.

Dans le cas du pont D60Y, l'augmentation des forces transmises à la sous-structure n'aurait lieu que dans les culées, car la pile se trouve sur l'axe de symétrie du pont. La nécessité d'ajuster la conception des culées en conséquence dans ce cas serait donc plus faible que dans le cas d'un pont disposant de multiples travées continues reposant sur plusieurs piles, comme c'est le cas du pont de l'autoroute 30 au-dessus du Fleuve Saint-Laurent. Dans ce cas par exemple, le tablier est constitué de 42 travées de 45 m de long chacune et est continu sur des sections de 5 à 6 segments (Brisebois, 2012), soit des tronçons continus 3 fois plus long que celui de l'exemple du pont D60Y. Advenant le cas où le tablier du pont D60Y aurait la même longueur et disposition sur pile que celui de l'autoroute 30, les réactions et les déplacements des isolateurs dus aux contractions thermiques seraient alors 3 fois plus grands, rendant ainsi les efforts thermiques supérieurs aux effets sismiques.

### **6.3.3 Réduction des déplacements admissibles dans l'isolateur**

Comme mentionné à la section précédente, plus les sections de tabliers continus sont longues, plus les déplacements de dilatation/contraction thermiques sont importants aux extrémités. Avant même qu'un séisme ne survienne, les isolateurs courent donc le risque d'être considérablement déformés, réduisant ainsi le déplacement sismique admissible avant la rupture de l'isolateur, soit par déchirement ou déversement. Il est d'ailleurs à noter que dans ce contexte, la contraction thermique du tablier est plus critique que la dilatation, car dans le premier cas, advenant un déplacement sismique total du tablier supérieur à celui appréhendé, ce déplacement excédentaire entraînerait un impact entre le tablier et le mur garde-grève. Cela induirait des dommages dans la structure, mais

réduirait le déplacement du tablier et éviterait possiblement une rupture subite d'un isolateur, ce qui serait plus critique.

Les états limites des isolateurs sous basses températures sont encore mal connus. Il est ainsi très difficile d'évaluer avec confiance l'augmentation du risque de rupture de ces derniers. Des outils ont toutefois été développés pour évaluer la dilatation/contraction thermique en fonction de leur probabilité. Ainsi, à défaut d'avoir directement étudié le phénomène, le présent travail permet du moins d'établir, sur une base rationnelle, des exigences de déformations des isolateurs à imposer lors des essais à basse température.

## CHAPITRE 7 CONCLUSION

Ce mémoire traite des effets des basses températures sur les ponts isolés sismiquement à l'aide d'appareils d'appui en élastomère. Les effets du raidissement thermique des isolateurs de même que les effets de la dilatation et de la contraction thermiques sont considérés.

Dans le cas du raidissement thermique des isolateurs, une revue complète du phénomène a d'abord été faite. Le raidissement thermique des isolateurs a ensuite été évalué sur la base de son intensité et de sa probabilité d'occurrence. Pour ce faire, une large banque de données d'enregistrement de température procurée par Environnement Canada a été analysée pour évaluer le potentiel de raidissement thermique instantané et la cristallisation des appareils d'appuis de pont en élastomère, de même que le potentiel de contraction thermique des tabliers. Les résultats obtenus ont été illustrés sous forme de graphiques pour 36 localités canadiennes d'intérêt et sous forme de cartes d'iso contour du Canada. Les expositions au froid y sont données en fonction de différentes probabilités d'occurrence de manière à rendre leur utilisation polyvalente. La méthodologie présentée, les analyses et les cartes de contour constituent des outils efficaces pour les ingénieurs de la pratique pour déterminer les conditions de températures propres au site pour l'amélioration de la conception basée sur la performance et l'évaluation des appareils d'appui de pont en élastomère au Canada.

Au-delà de la quantification des expositions au froid, les effets de telles expositions aux basses températures sur le comportement de ponts isolés sismiquement ont également été étudiés dans ce travail. Les effets du raidissement thermique des isolateurs en élastomère ont été étudiés sur un large éventail de configurations de pont grâce à une étude paramétrique employant la méthode simplifiée. Des analyses non linéaires temporelles ont également été réalisées pour trois modèles de ponts afin de mesurer l'endommagement du pont après séisme de même que pour évaluer avec précision les effets que peuvent avoir les non-linéarités de même.

Les observations faites lors de cette étude et selon les hypothèses adoptées ont mené aux remarques suivantes :

1. Le niveau d'intensité d'exposition aux basses températures à considérer en concomitance avec un séisme de période de retour inférieur à 2% en 50 ans prescrit par le code S6-14 est conservateur.
2. La température à considérer en concomitance avec le séisme de conception i.e. 2% en 50 ans prescrit par le code S6-14 ne semble pas suffisamment basse pour engendrer de la cristallisation dans un élastomère adapté aux conditions nordiques et devrait donc être revue. La probabilité d'occurrence d'une telle exposition au froid est également très variable d'une localité à l'autre, ainsi une approche plus rationnelle basée sur des probabilités devrait être privilégiée. Finalement, la procédure d'essais à basse température en laboratoire prescrite par la norme S6-14 n'est pas suffisamment claire en ce qui concerne la durée du confinement à la température de concomitance, ce qui a pour effet d'être plus ou moins critique selon le type d'appareil.
3. Le même niveau d'exposition aux basses températures devrait être considéré, peu importe la période de retour du séisme et le niveau de performance considéré.
4. Les efforts dans la sous-structure croissent avec l'augmentation du raidissement thermique des isolateurs. L'augmentation des efforts varie selon la configuration du pont, soit selon la période de la structure non isolée  $T_{Nisol}$ , la classe de sol, et le déplacement admissible du tablier  $d_{max}$ . Les effets négatifs des basses températures sur l'isolation sismique peuvent donc être atténués en choisissant adéquatement ces paramètres.
5. Considérant les cas étudiés, un effondrement de la structure reste improbable, même pour un niveau de raidissement thermique très élevé. Les dommages enregistrés dans les sous-structures considérées n'ont pas atteint le premier critère d'endommagement prescrit par le code. Il est donc possible de conclure qu'advenant un cas où le raidissement thermique prévu est excédé, les conséquences ne seraient pas drastiques. En ce qui concerne le choix du seuil de probabilité de l'événement thermique à considérer pour la conception du pont, il est donc possible de retenir un événement de fréquence suffisamment basse de sorte que la probabilité de dépassement du critère reste faible, mais qui n'est toutefois pas trop conservatrice, ce qui aurait pour effet de sur-dimensionner la sous-structure. Une probabilité annuelle de 1% pourrait par exemple être considérée pour déterminer l'exposition aux basses températures à considérer pour la conception.



6. Si une probabilité annuelle de l'ordre de 1% est retenue pour définir l'exposition aux basses températures à considérer pour la conception, le raidissement thermique devrait rester raisonnable si un matériau approprié est utilisé. À titre d'exemple, selon les résultats de la section 4.3, pour une probabilité annuelle de 1%, le ratio de raidissement thermique le plus élevé parmi les 36 villes canadiennes où l'on peut retrouver des phénomènes sismiques d'intérêt serait  $R_T = 1.4$  et  $R_T = 2.2$  selon les caoutchoucs naturels testés par Yakut et Yura (2002), soit les matériaux NR100 et NR150 respectivement. Or, pour de tels ratios de raidissement thermique, selon l'étude paramétrique réalisée à la section 5.2 et les hypothèses adoptées, le pourcentage d'augmentation des forces dans la sous-structure pour la majorité des configurations de ponts considérés serait inférieur à 30%, ce qui est raisonnable.
7. Lorsqu'un événement sismique est combiné avec un événement thermique, le phénomène sismique serait le paramètre le plus contraignant relativement aux efforts dans la sous-structure.
8. En se basant sur ces conclusions, des recommandations sur la prise en compte des expositions aux basses températures dans les essais de spécimens en laboratoire ont été formulées.

Dans ce mémoire, la dilatation et la contraction thermiques des tabliers ont également été évaluées sur la base de leur intensité et de leur probabilité d'occurrence. Pour ce faire, toute la banque de données d'enregistrements de température d'Environnement Canada a encore une fois été analysée pour évaluer le potentiel de dilatation et de contraction thermique des tabliers. Tout comme pour le raidissement thermique des isolateurs, les résultats obtenus ont été illustrés sous forme de graphiques pour 36 localités canadiennes d'intérêt et sous forme de cartes d'iso contour du Canada. Il est important de souligner ici que de telles courbes et cartes peuvent être utiles pour diverses applications en génie civil.

Des analyses structurales ont également été réalisées pour évaluer les effets de la dilatation et de la contraction thermiques des tabliers sur le comportement des ponts isolés sismiquement.

Les résultats de cette étude ont menés aux observations suivantes :

1. Les températures de calcul à considérer pour des séismes de période de retour inférieure à 2% en 50 ans ont une très faible probabilité d'occurrence, soit une journée en 30 ans, ce qui est très conservateur en considérant que cet événement serait concomitant avec un événement sismique.
2. La température de calcul à considérer pour mesurer l'ouverture de joint de tablier ( $T_{calcul\_max}$ ) en concomitance avec un séisme de 2% en 50 ans a une probabilité annuelle de dépassement relativement faible, soit 1.7% en moyenne pour les 36 villes considérées dans l'étude, ce qui semble adéquat.
3. La température de calcul minimale ( $T_{calcul\_min}$ ) à considérer en concomitance avec un séisme de 2% en 50 ans a une probabilité annuelle de dépassement élevée, soit 17% en moyenne pour les 36 villes considérées dans l'étude, ce qui semble trop élevé. La probabilité d'occurrence d'une telle exposition aux basses températures est également très variable d'une localité à l'autre, ainsi une approche plus rationnelle basée sur des probabilités devrait être privilégiée.
4. Le même niveau d'exposition au froid devrait être considéré, quel que soient la période de retour du séisme et le niveau de performance considéré.
5. Les résultats ont montré que dans les cas de longs tabliers continus, la dilatation et la contraction thermique peuvent engendrer des efforts supplémentaires substantiels dans la sous-structure qui sont comparables aux efforts sismiques.
6. Une méthode d'estimation de la dilatation et de la contraction thermiques des tabliers en fonction de la probabilité a été développée.
7. L'étude a présenté des façons de faire pour prendre en compte la dilatation et la contraction thermique dans les analyses sismiques.

Il est d'intérêt de rappeler que certains éléments n'ont pas été traités dans ce mémoire. La résistance des isolateurs lorsqu'exposés à de basses températures n'a pas été prise en compte de manière détaillée, faute de données expérimentales à ce sujet. Les effets des basses températures sur les chevilles de plomb ont également été négligés pour des fins de simplification et afin de mieux cerner les effets du raidissement thermique des élastomères. Finalement, bien que les appareils

d'appuis en élastomères fretté soient largement utilisés depuis des décennies et aient fait leurs preuves en termes de durabilité au Canada, l'industrie n'est toujours pas en mesure d'assurer une parfaite reproductibilité du comportement de appareils d'appuis fabriqués. Le concepteur doit donc garder en tête que même si des essais sur des prototypes sont réalisés de manière à déterminer les propriétés mécaniques de l'appareil, il est possible que ces propriétés changent d'un isolateur à l'autre fourni par un même fabricant. Ces variations peuvent être causées par plusieurs raisons, comme la disposition imprécise des frettes d'acier ou encore par la variabilité de la vulcanisation du matériau. La réactivité de l'élastomère face au froid peut donc elle aussi être sujette à une certaine variabilité. Le lecteur doit donc faire preuve de jugement dans l'application de ces conclusions à des situations concrètes.

En fin, notons que ce mémoire est une première étape dans le cadre d'un projet plus global visant à mieux cerner les effets des basses températures sur le comportement sismique des ponts isolés en régions froides. Dans le cadre de recherches futures, il est prévu de réaliser des modèles avancés d'isolateurs incluant les couplages thermomécaniques ainsi que des essais au laboratoire pour étayer certains résultats et recommandations de ce mémoire.

## BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. (1992). Standard Specification for Highway Bridges. 15<sup>e</sup> édition American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO. 2010. LRFD Bridge Design Specifications. 7th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO. 2010. Guide Specification for the Seismic Isolation Design. 4th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- ADINA-T. (2015). ADINA (Version 9.1.2) [Logiciel].
- 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.
- BC Ministry of Transportation. (30 juin 2014). Bridge Standards and Procedures Manual. Tiré de [http://www.th.gov.bc.ca/publications/eng\\_publications/bridge/bridge\\_standards.htm#manual](http://www.th.gov.bc.ca/publications/eng_publications/bridge/bridge_standards.htm#manual).
- Black, W., Moss, D.S., and Emerson, M., (1976) Bridge Temperatures Derived from Measurement of Movement, TRRL Report SR 748, Dept of Transport, Crowthorne, England.
- Brisebois, P. (2012). Combination of Thermal and Seismic Displacements for the Design of Base Isolation Systems of Bridges in Canada. (Mémoire de maîtrise, Université McGill, Montréal, QC).
- Brown, R. (1996), Physical Testing of Rubber, 3rd Edition, Chapman and Hall, London.
- Buckle, I. G., Constantinou, M. C., Diceli, M., et Ghasemi, H. (2006). Seismic isolation of highway bridges (No. MCEER-06-SP07).
- Busson, A., Gauron, O., Saidou, A., et Paultre, P. (2014). Détermination des états limites des appuis et isolateurs de ponts dans une approche basée sur la performance sismique. 21<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Canada
- Cardone, D., et 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.
- Constantinou, M.C., Tsopelas, P., Kasalanati, A., Wolf, E.D. 1999. Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings. Technical Report MCEER-99-0012, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY 14261.

- Constantinou, M.C., Quarshie, J.K. 2007. Performance of Seismic Isolation Hardware under Service Seismic Loading. Technical Report MCEER-07-0012, MCEER, University of New York at Buffalo, Buffalo, NY 14261.
- CSA-S6-06. 2006. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.
- CSA-S6-06. 2006. Commentary on CSA S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.
- CSA-S6-14. 2014. Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.
- CSA-S6-14. 2014. Commentary on CSA S6-14, Canadian Highway Bridge Design Code. Canadian Standards Association, Mississauga, ON.
- Engineering Seismology Toolbox. (5 septembre 2015). Ground Motion Databases. Tiré de <http://www.seismotoolbox.ca/GMDatabases.html>
- Environnement Canada. 2014. (30 août 2014). Climat. Tiré de [www.climate.weather.gc.ca](http://www.climate.weather.gc.ca).
- Environment Canada. 1975. Canadian Normals Volume 1S1 — Temperature 1941–1970. UDC 551.582 (71), Downsview, Ontario.
- EN 1991-1. 2002. Eurocode 1: Actions on Structures, Part 1: General Actions. European Committee for Standardisation, Brussels.
- EN 1991-1. 2005. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 2: Bridges, European Committee for Standardisation, Brussels.
- Eyre, R., and Stevenson, A. 1991. Performance of elastomeric bridge bearings at low temperatures. Third World Congress on Joint Sealing and Bearing Systems for Concrete Structures, 27-31.
- Filiatrault, A. (2013). Elements of earthquake engineering and structural dynamics. Presses inter Polytechnique.
- Hills, D.A. (1971), Heat Transfer and Vulcanization of Rubber, Elsevier Pub. Co.
- Kalpakidis, I. V., Constantinou, M. C., et Whittaker, A. S. (2010). Modeling strength degradation in lead-rubber bearings under earthquake shaking. Earthquake Engineering et Structural Dynamics, 39(13), 1533-1549.
- Kalpakidis, I. V. (2008). Effects of heating and load history on the behavior of lead-rubber bearings. ProQuest.

- Kappayil, S., et Reed, D. (1996). Microzonation for Temperature and Wind for the State of Washington (No. WA-RD 402.1).
- Kuppa, S.M. et Roeder, C.W., (1991). Thermal Movements in Bridges, Final Report to NSF.
- Long, J. E. 1974. Bearings in Structural Engineering. Newnes-Butterworths, London.
- Morgan, T., Whittaker, A. S. and Thompson, A., (2001), "Cyclic Behavior of High-Damping Rubber Bearings", Proceedings, 5th World Congress on Joints, Bearings and Seismic Systems for Concrete Structures, American Concrete Institute, Rome, Italy, Octobre.
- Moorty, S., et Roeder, C. W. (1992). Temperature-dependent bridge movements. Journal of Structural Engineering, 118(4), 1090-1105.
- Murray, R.M., Detenber, J.D. 1961. First and Second order Transitions in Neoprene. Rubber Chemistry and Technology, 34: 668-685.
- Paradis, F., Martel, J. F., Maltais, Y., et Dandois, P. (2015). Isolation sismique des ponts en région froide. 22<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Canada.
- Ressources naturelles Canada. 2015. (10 janvier 2016). Cartes de l'aléa sismique du Code national du bâtiment du Canada 2015. Tiré de <http://www.earthquakescanada.nrcan.gc.ca/hazard-alea/zoning-zonage/NBCC2015maps-fr.php>
- Roeder, C. W., and Stanton, J. F. 1983. Elastomeric Bearings: A State of the Art. ASCE J. of Structural Eng. 109(12): 2853-2871.
- Roeder C., Stanton J., Feller T. 1990. Low-Temperature Performance of Elastomeric Bearings. Journal of Cold Regions Engineering, 4(3): 113-132.
- Roeder, C. W. (2002). Thermal movement design procedure for steel and concrete bridges. Report to NCHRP, 20-07.
- Roeder, C. W. (2003). Proposed design method for thermal bridge movements. Journal of Bridge Engineering, 8(1), 12-19.
- SeismoStruct. (2015). Seismosoft (Version 7.0.4) [Logiciel].
- SeismoSignal. (2015). Seismosoft (Version 5.1.2) [Logiciel].
- Sultan, M., Sheng, L., Onesto, A. 1998. Summary of the FHWA/CALTRANS/HITEC Seismic Isolator and Energy Dissipator Evaluation Program for Highway Bridges. Proceedings of the 5th Caltrans Seismic Research Workshop. Sacramento, California.

Standards New Zealand NZS 1170.5 Supplement 1:2004 Structural design actions.Part 5  
Earthquake actions –New Zealand–Commentary

Thompson, A.C., Whittaker, A.S., Fenves, G.L., Mahin, S.A. 2000. Property modification factors for elastomeric seismic isolation bearings. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. New Zealand, Auckland.

Tremblay, R., Atkinson, G., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P. et Koboevic, S. (2015) Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015. Communication présentée à The 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Victoria, Canada.

Visual Basic for Application, Office 2013

Warn, G.P., Whittaker, A.S. 2006. Property Modification Factors for Seismically Isolated Bridges. ASCE Journal of Bridge Engineering, 1(3): 371-377.

Yakut, A. 2000. Performance of Elastomeric Bridge Bearings at Low Temperatures. University of Texas, Austin, Texas.

Yakut, A., Yura, J. 2002. Parameters Influencing Performance of Elastomeric Bearings at Low Temperatures. Journal of Structural Engineering, 128(8): 986-994.

Yura, J., Kumar, A., Yakut, A., Topkaya, C., Becker, E., Collingwood, J. 2001. NCHRP report 449: elastomeric bridge bearings: recommended test methods.

**ANNEXE A – RATIO DE RAIDISSEMENT THERMIQUE EN FONCTION  
DES FRÉQUENCES D'OCCURENCE COMBINÉES**



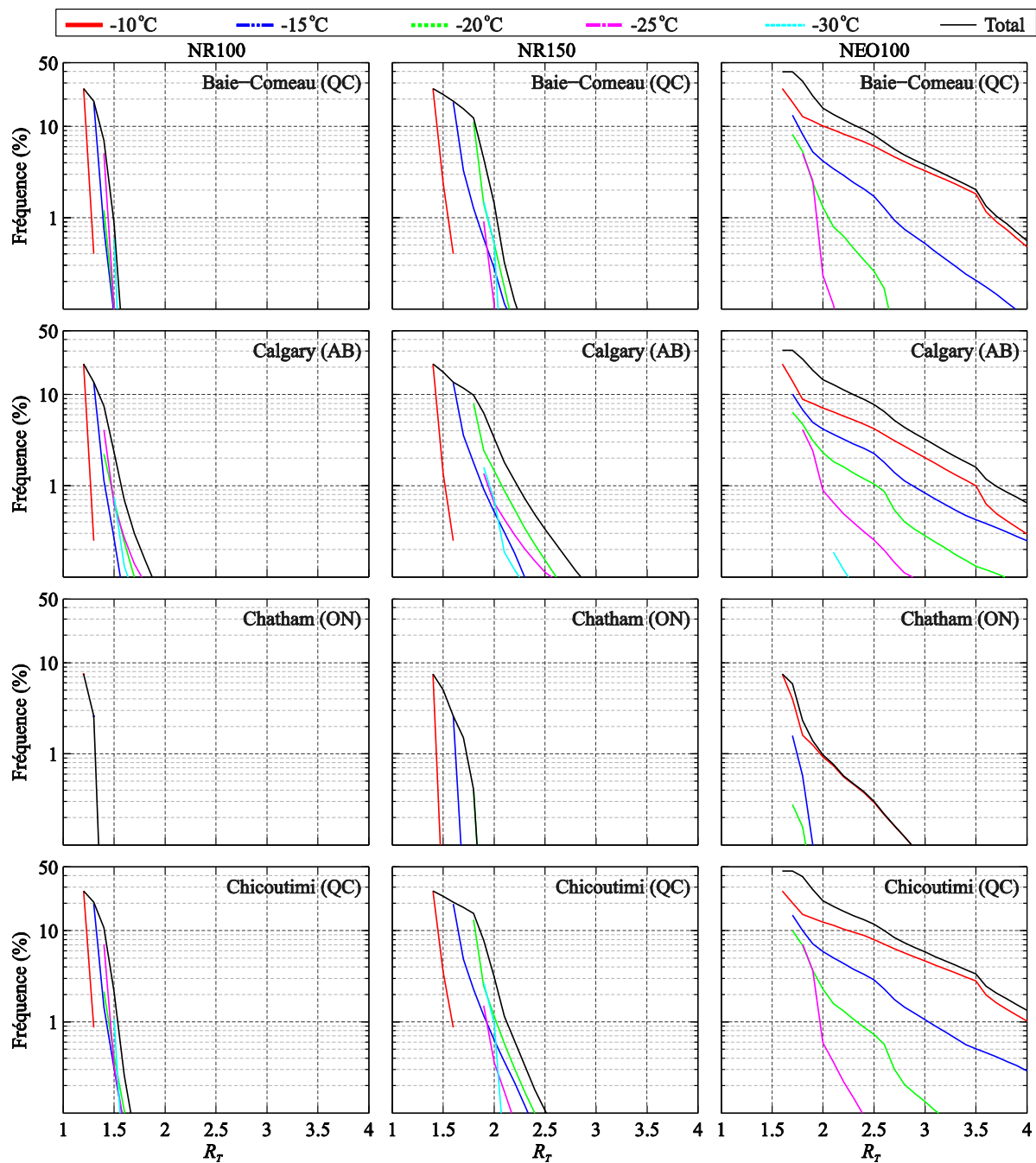


Figure A.1: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Baie-Comeau (QC) à Chicoutimi (QC)

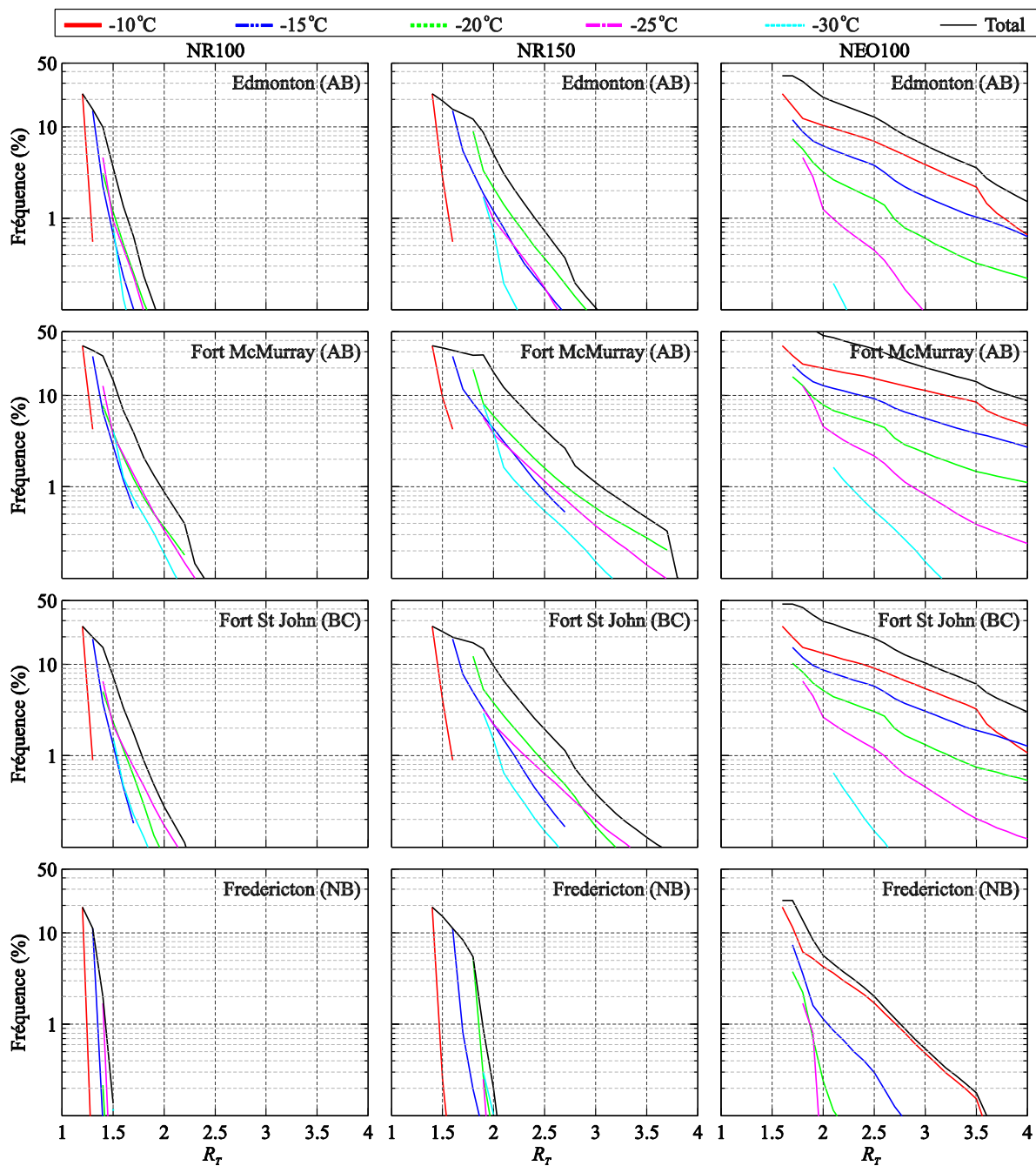


Figure A.2: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Edmonton (AB) à Fredericton (NB)

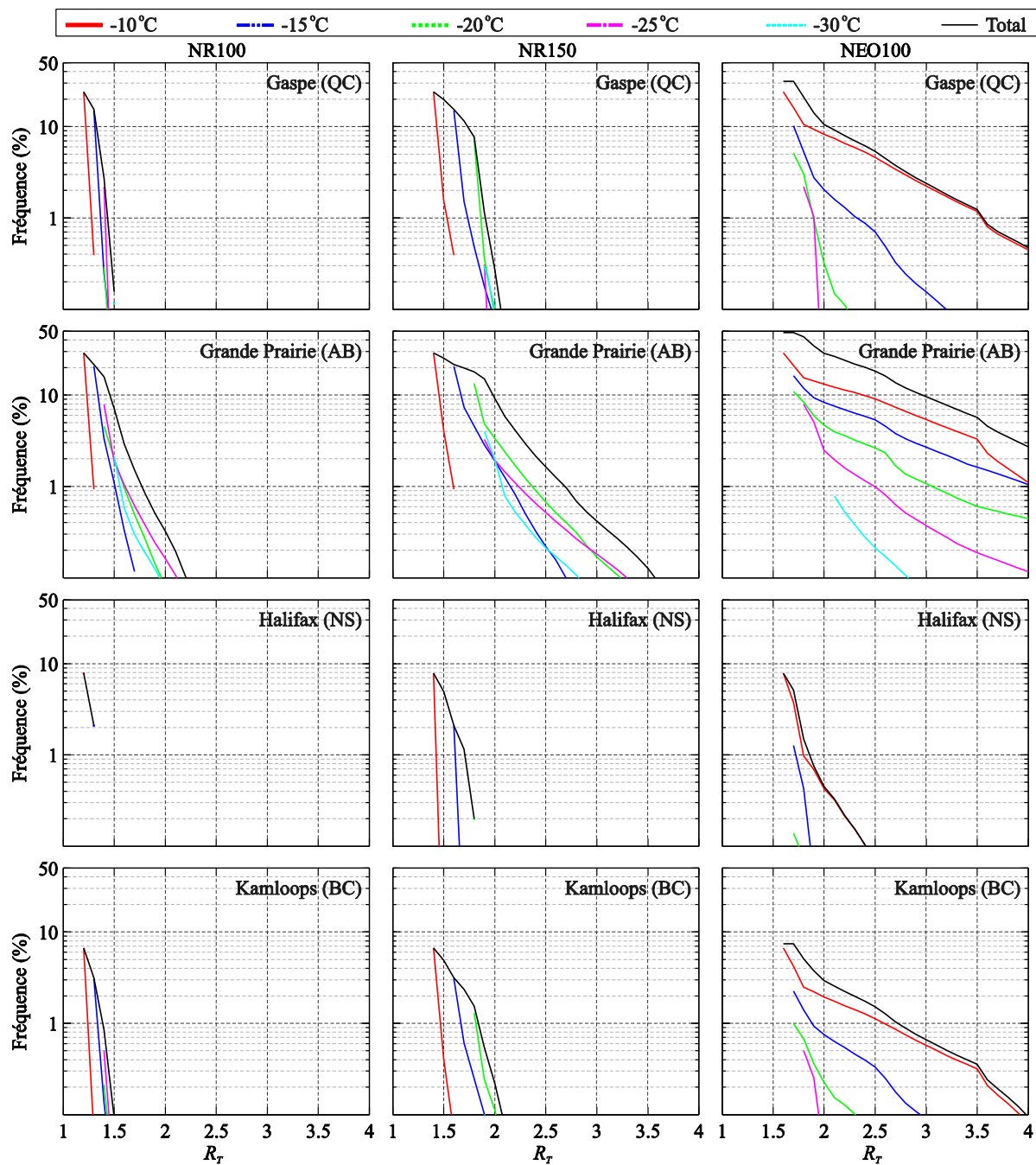


Figure A.3: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Gaspé (QC) à Kamloops (BC)

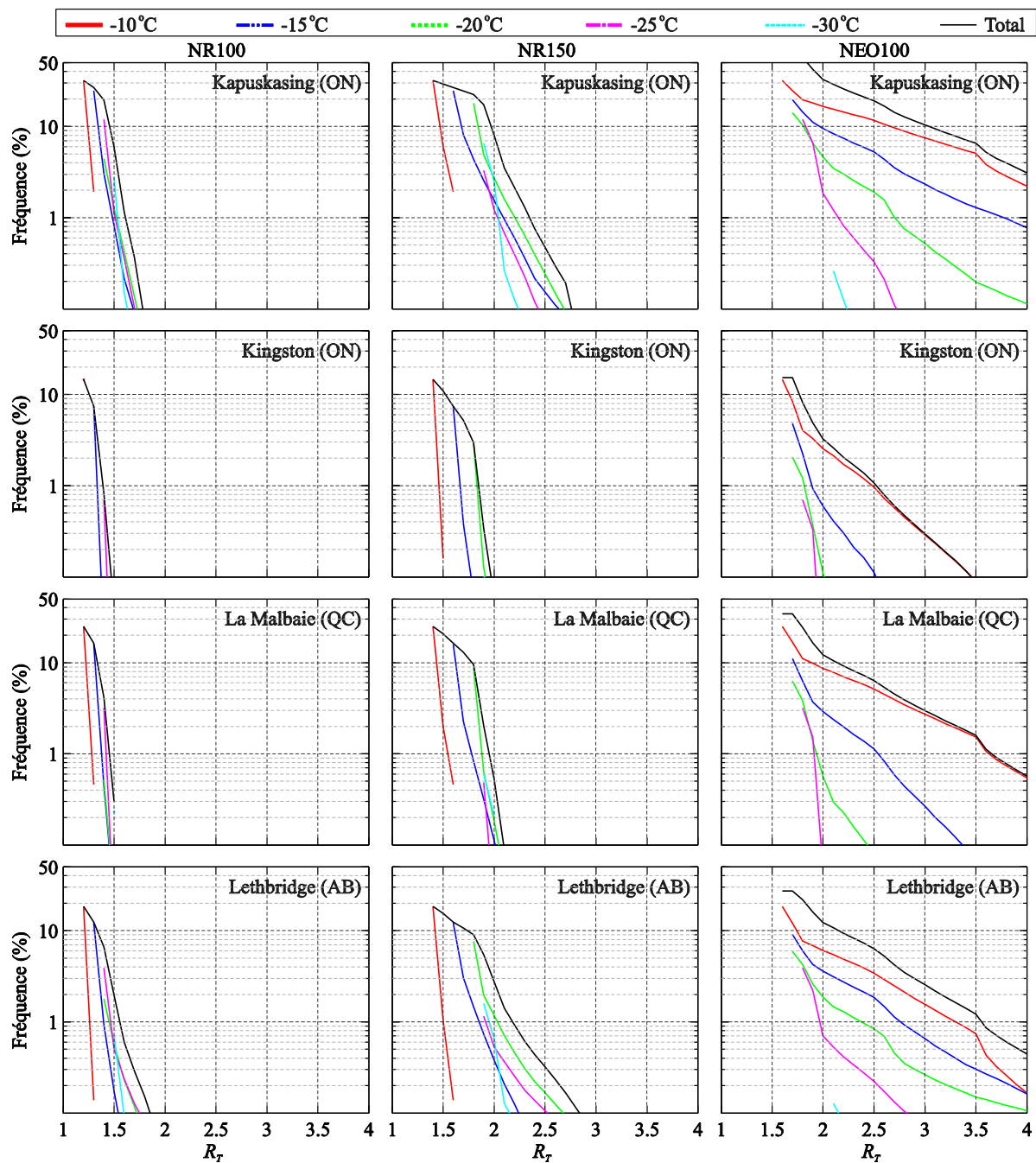


Figure A.4: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Kapuskasing (ON) à Lethbridge (AB)

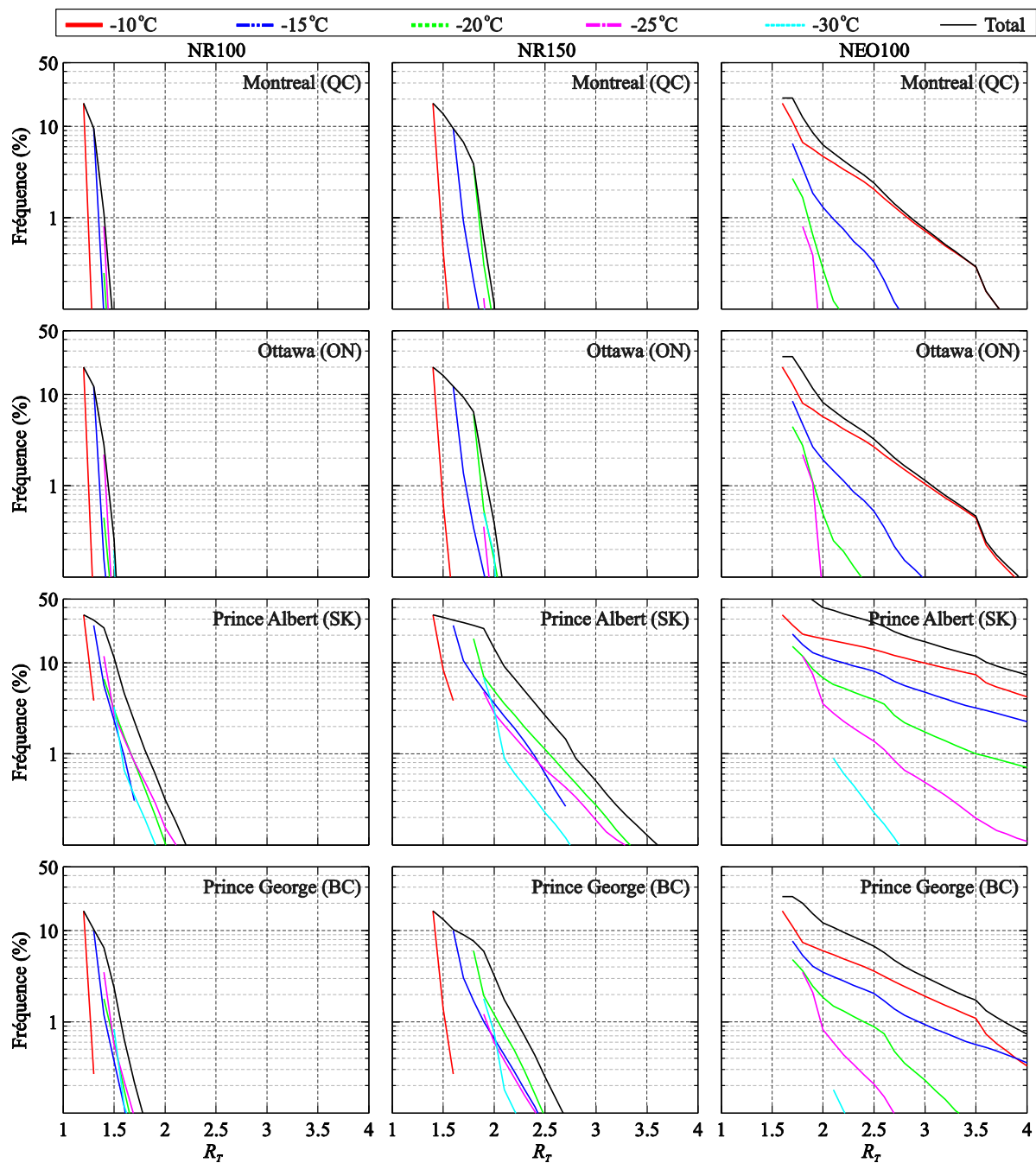


Figure A.5: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Montréal (QC) à Prince George (BC)

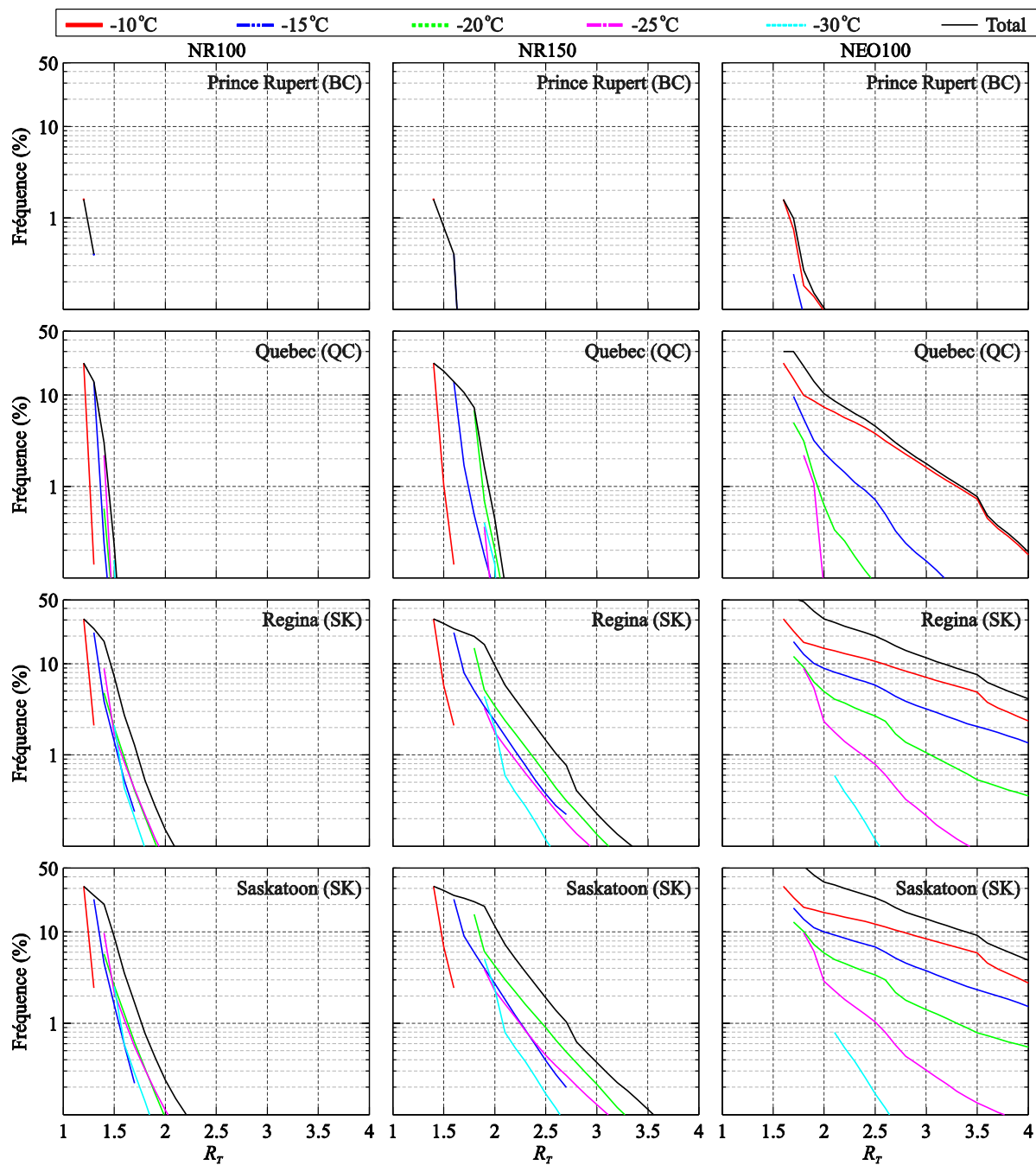


Figure A.6: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Prince Rupert (BC) à Saskatoon (SK)

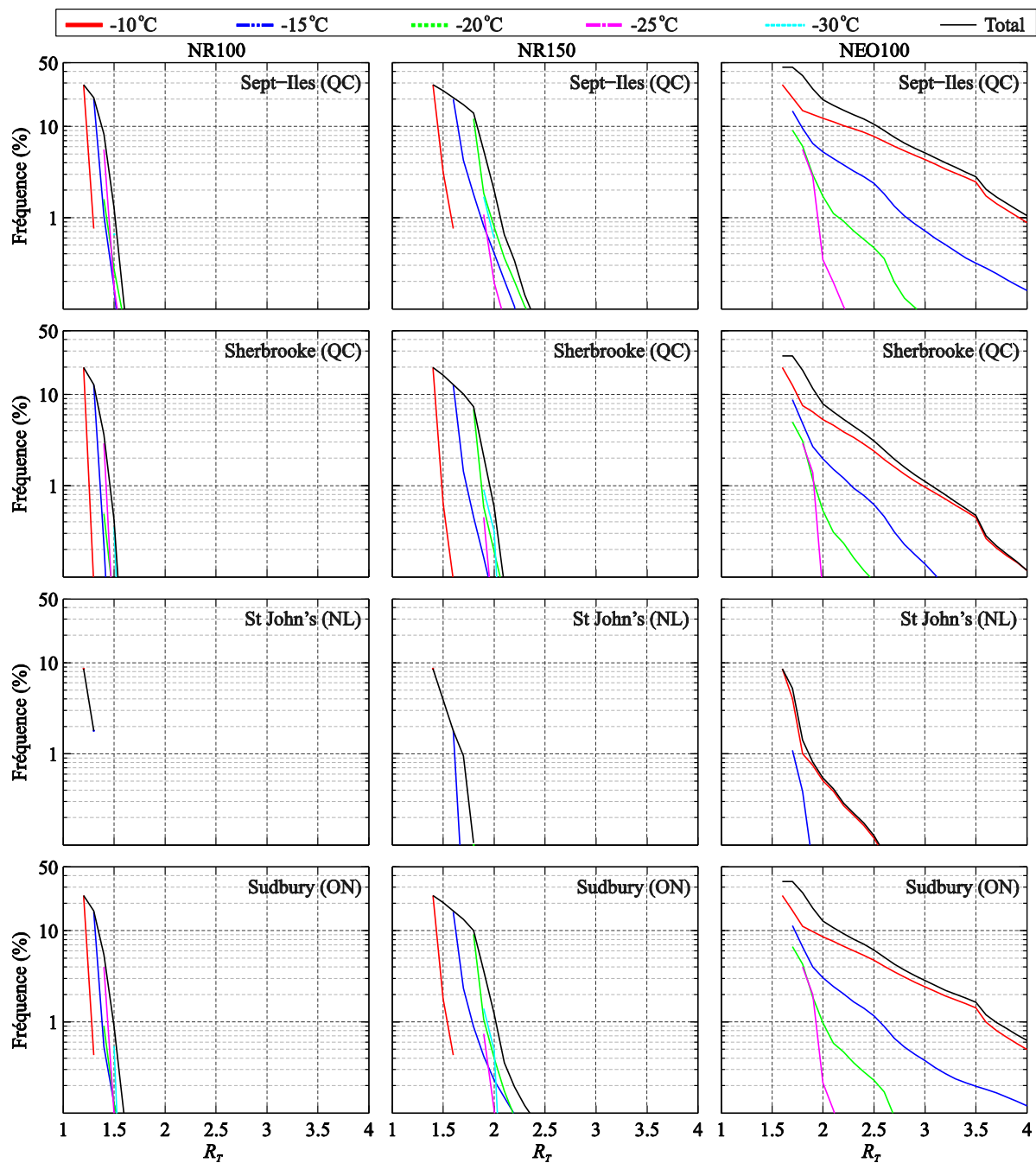


Figure A.7: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Sept-Îles (QC) à Sudbury (ON)

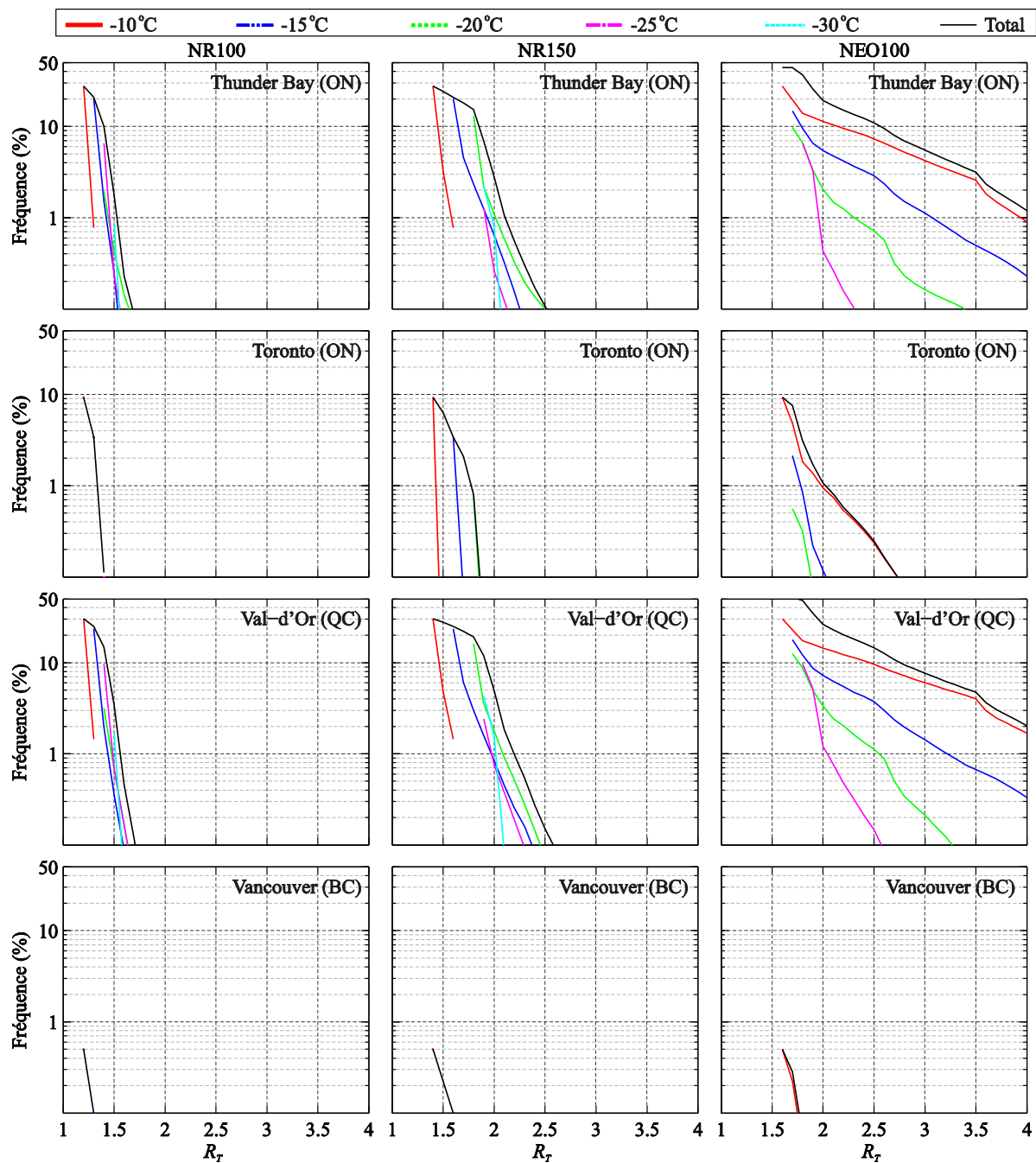


Figure A.8: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Thunder Bay (ON) à Vancouver (BC)



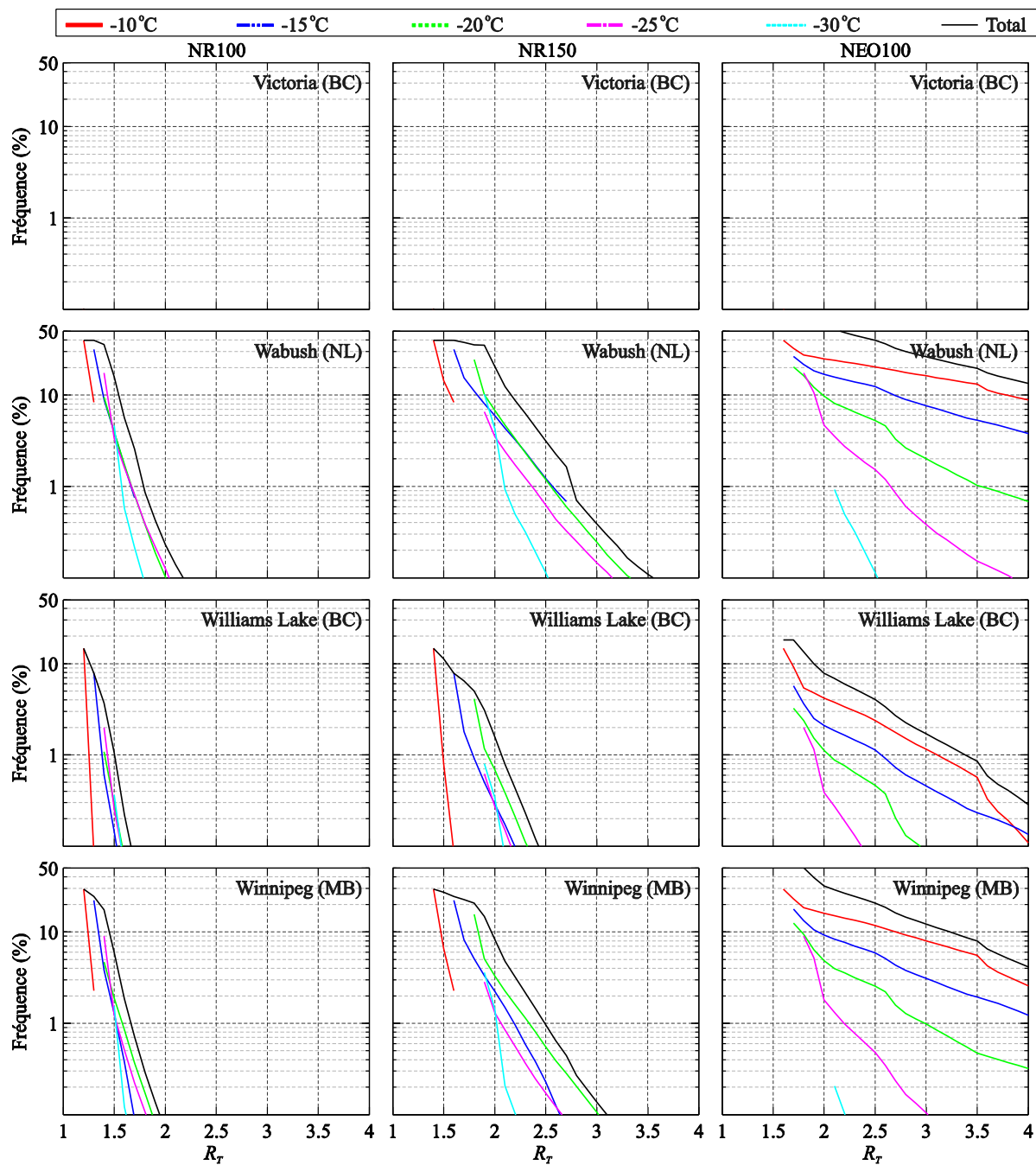


Figure A.9: Fréquence en fonction du ratio de raidissement thermique des élastomères NR100, NR150 et NEO100 pour différentes températures et pour une variété de localités au Canada, présentées en ordre alphabétique: Victoria (BC) à Winnipeg (MB )

**ANNEXE B – MÉTHODE DE SÉLECTION DES ACCÉLÉROGRAMMES  
POUR LES ANALYSES TEMPORELLES**

### *Modèles D60 et D60Y*

La période fondamentale des modèles D60 et D60Y est de 1.33 seconde. La plage de période à considérer est donc de 0.27 s à 2.66 s, soit de 0.2 à 2 fois la période fondamentale. Comme les courbes de deagrégation ne sont pas très révélatrices dans l'Est du pays, on procède par itération pour établir la meilleure combinaison de sources d'accélérogrammes, i.e. séisme de magnitude 6 proche, séisme de magnitude 6 loin, séisme de magnitude 7 proche, séisme de magnitude 7 loin.

Les séismes de magnitude 6 étant recommandés pour les périodes de 0.2 s à 1.0 s, alors que ceux de magnitude 7 pour des périodes de 0.5 s à 2.0 s, les séismes de magnitude 7 ne sont donc pas recommandable pour ce modèle uniquement pour les périodes de 0.27 s à 0.5 s, soit seulement 10% de toute la plage de période d'intérêt. De plus, l'utilisation de séismes de magnitude 6 entraîne une moins bonne concordance avec le spectre du code. Après plusieurs essais, il est donc convenu que la meilleure solution est d'utiliser 7 séismes de magnitude 7 « proche » et 4 séismes de magnitude 7 « loin ». La procédure utilisée pour établir les facteurs de correction des accélérogrammes est détaillée à la section 5.3.2. Un pas de temps de 0.002 s est utilisé pour les calculs.

La Figure B.1 présente un sommaire des accélérogrammes corrigés retenus pour les analyses. Cette figure montre (1) la comparaison du spectre du code avec les spectres des accélérogrammes individuels retenus corrigés, (2) la comparaison du spectre du code avec le spectre moyen des accélérogrammes corrigés, et (3) le rapport du spectre moyen des accélérogrammes corrigés sur le spectre du code.

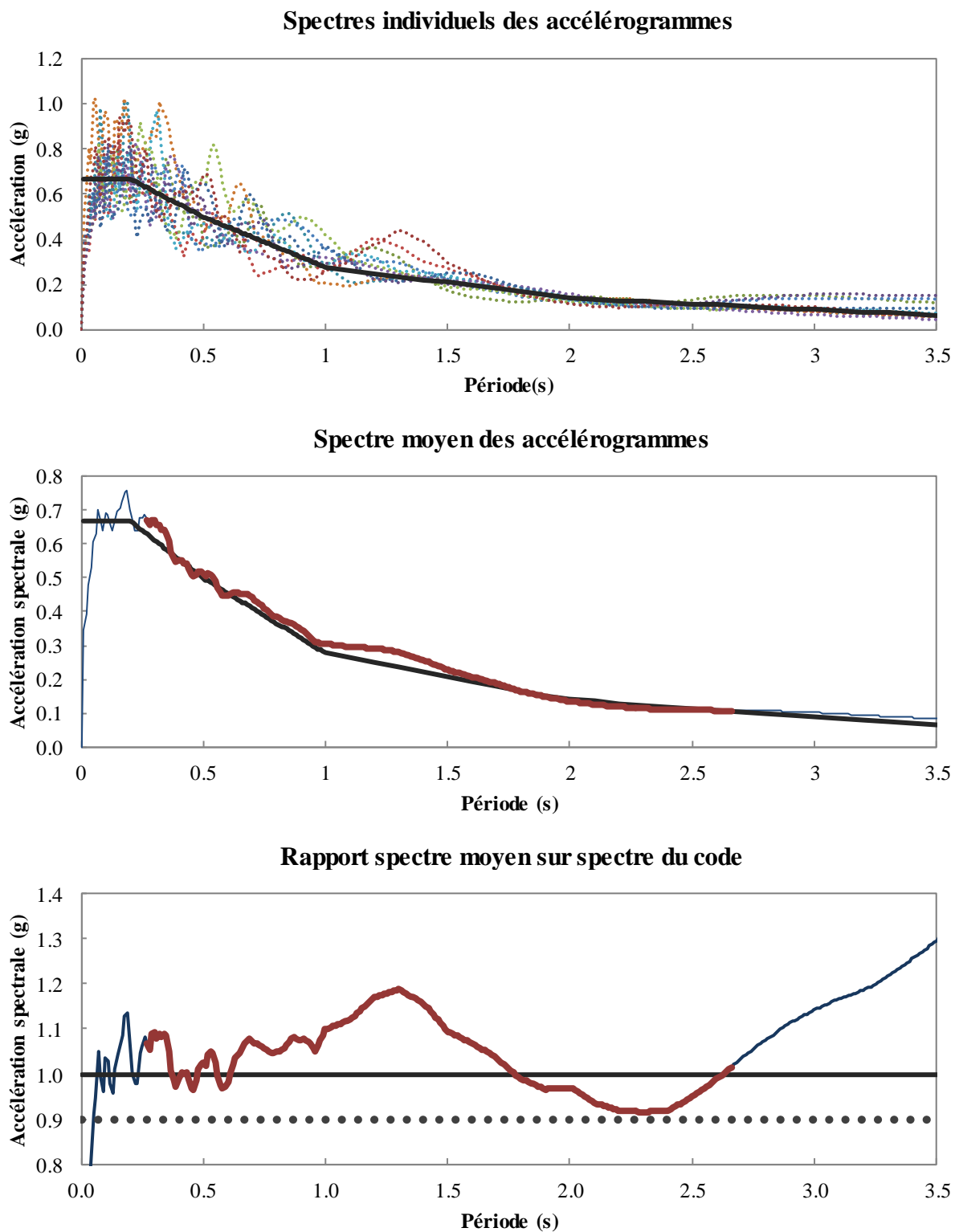


Figure B.1 : Sommaire des accélérogrammes retenus pour les modèles D60 et D60Y

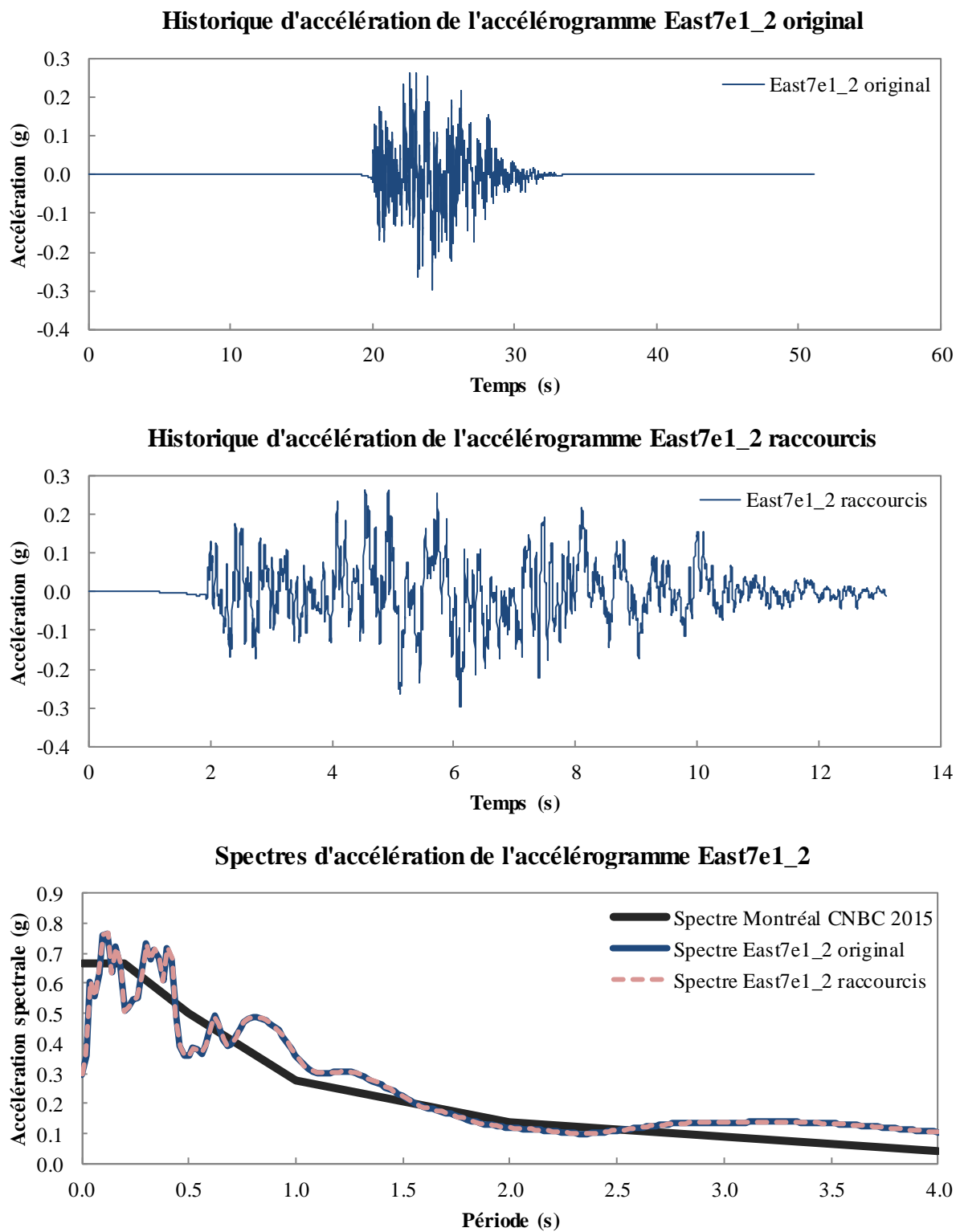


Figure B.2 : Accélérogramme East7e1\_2

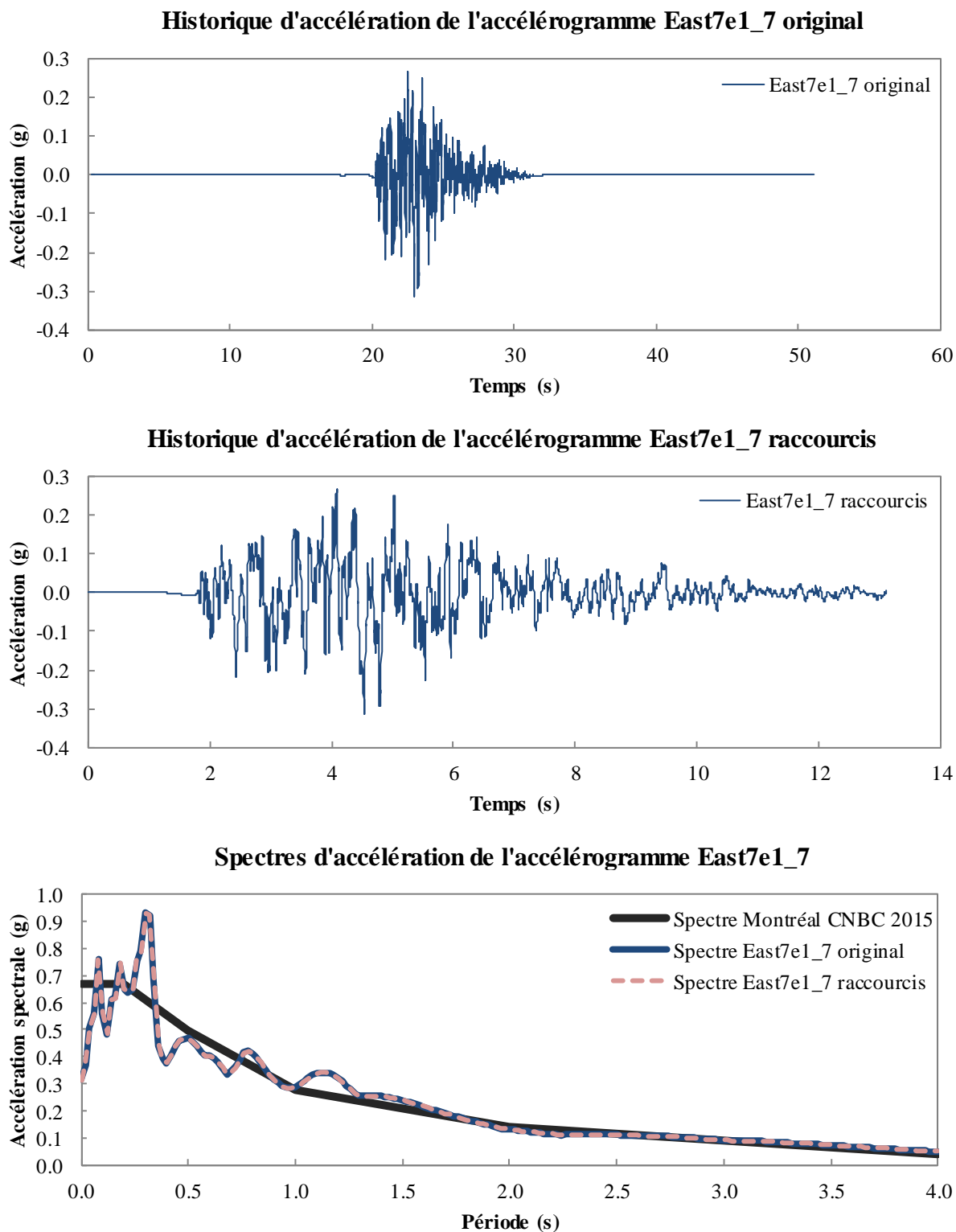


Figure B.3 : Accélérogramme East7e1\_7

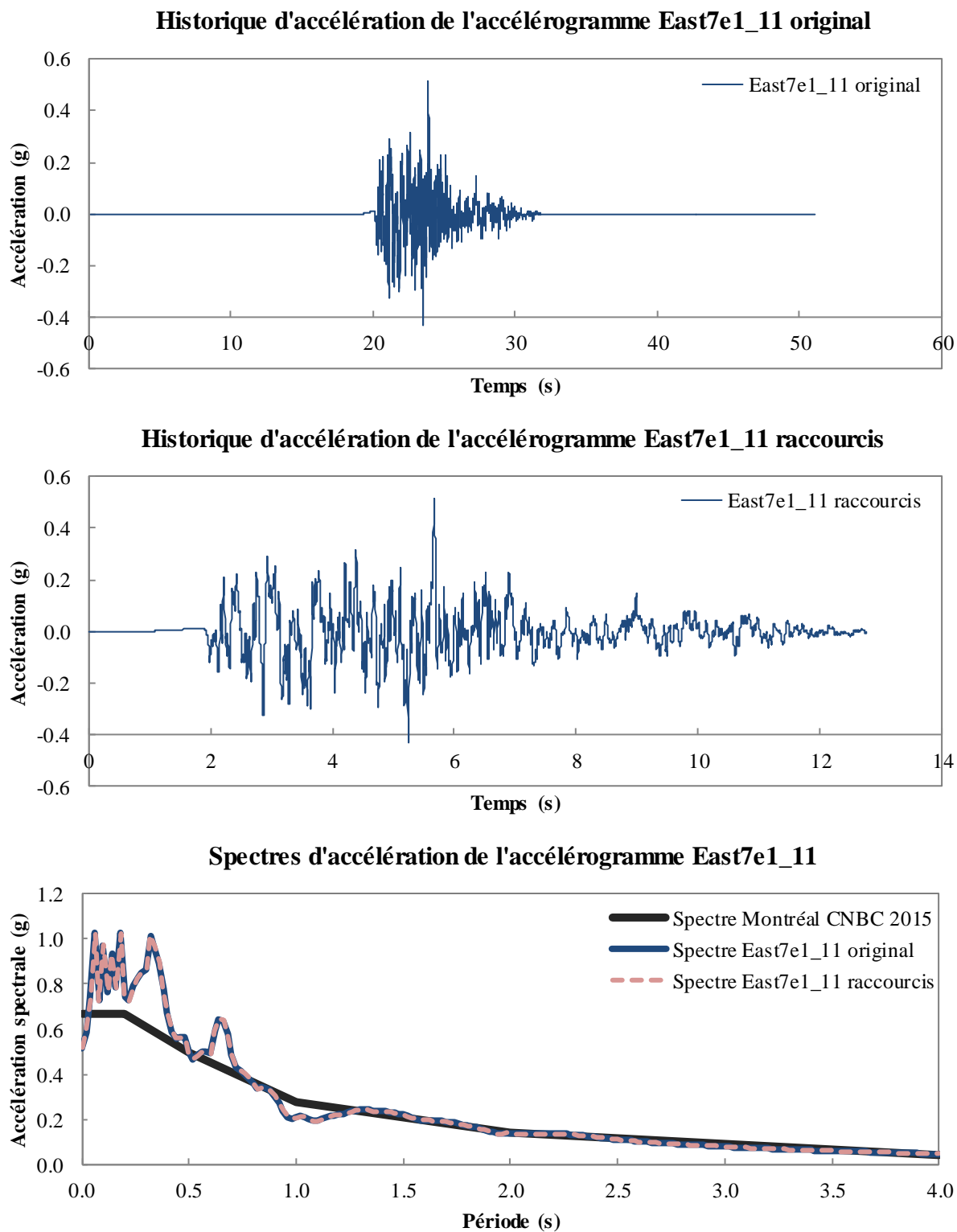
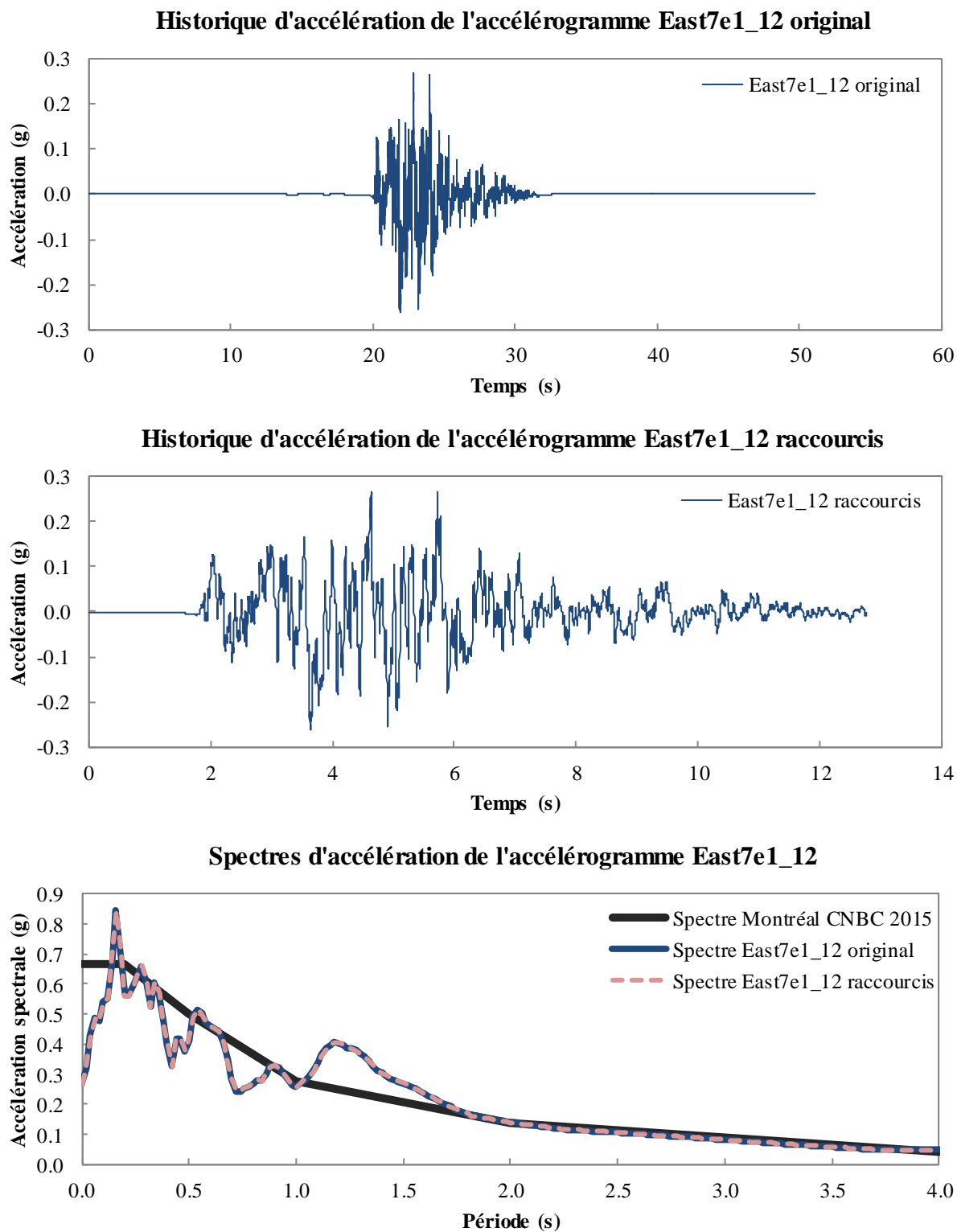


Figure B.4: Accélérogramme East7e1\_11





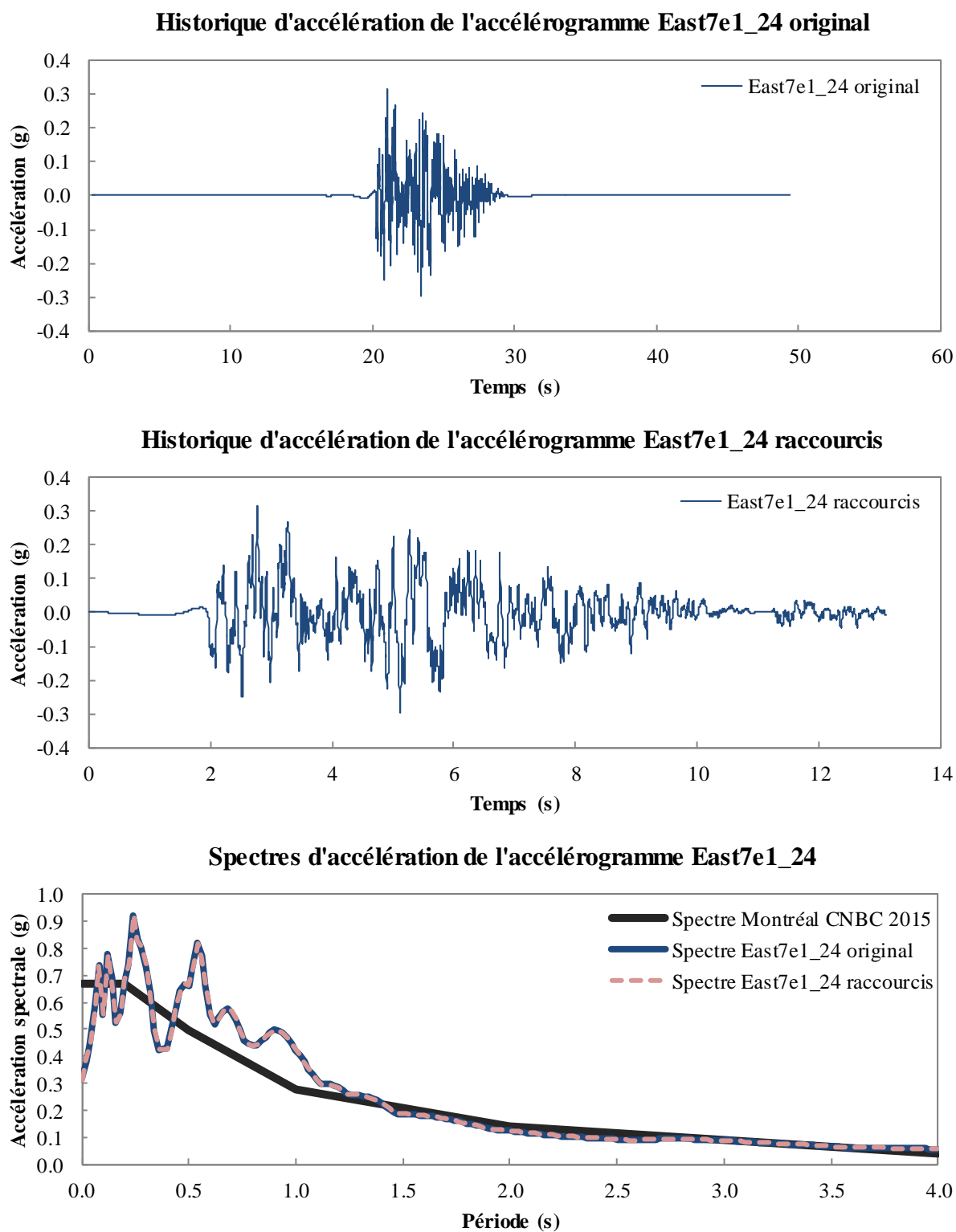


Figure B.6: Accélérogramme East7e1\_24

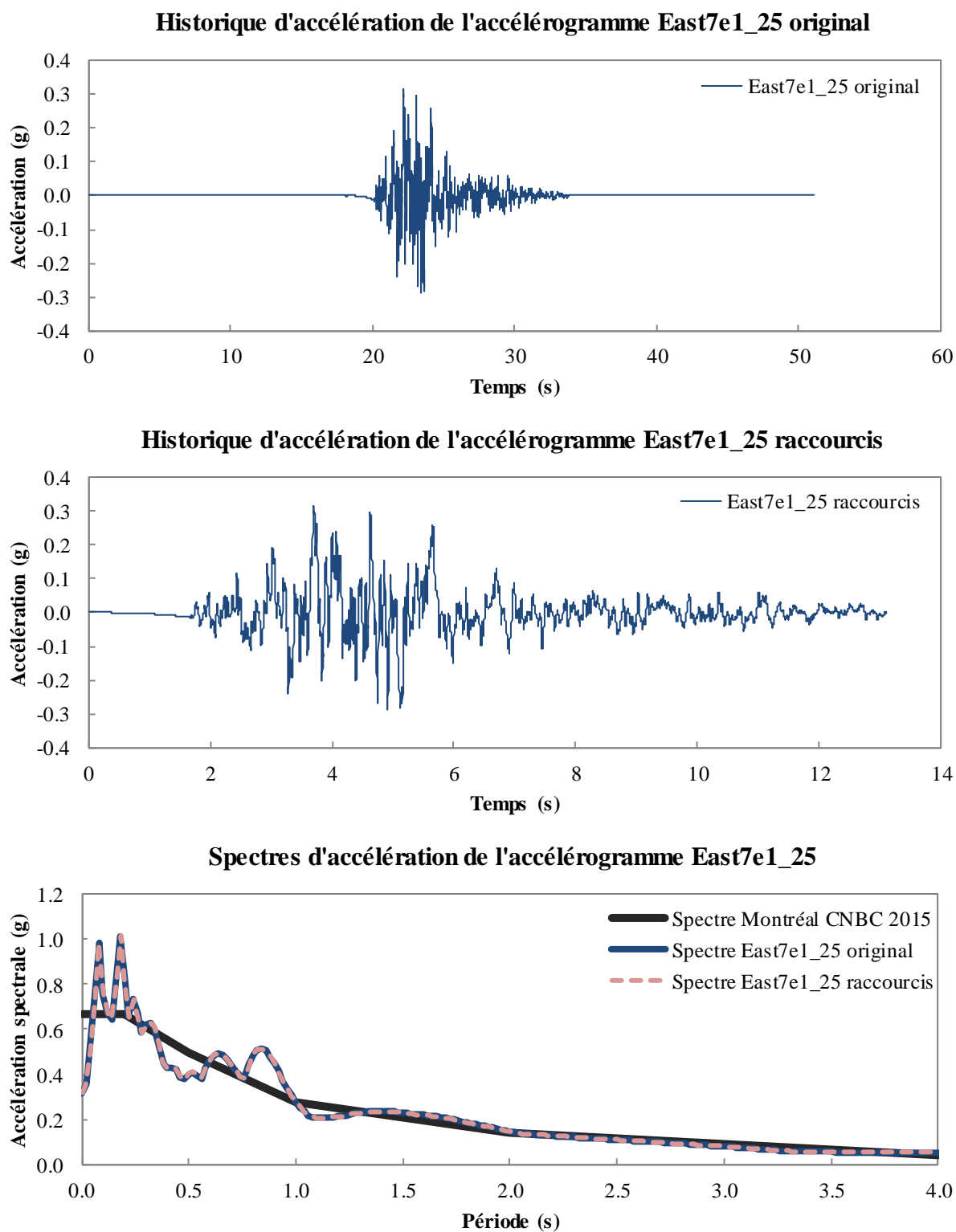


Figure B.7: Accélérogramme East7e1\_25

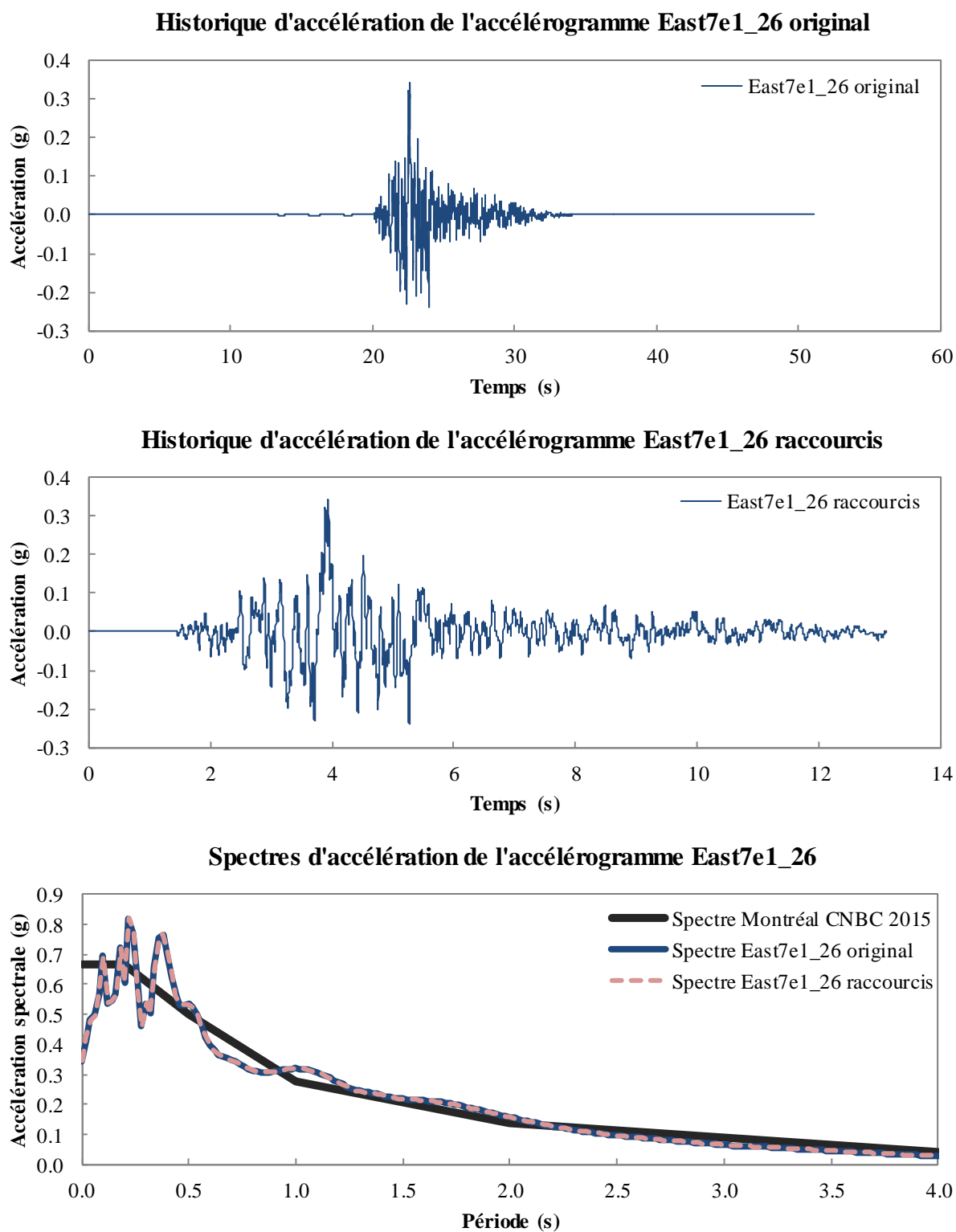


Figure B.8: Accélérogramme East7e1\_26

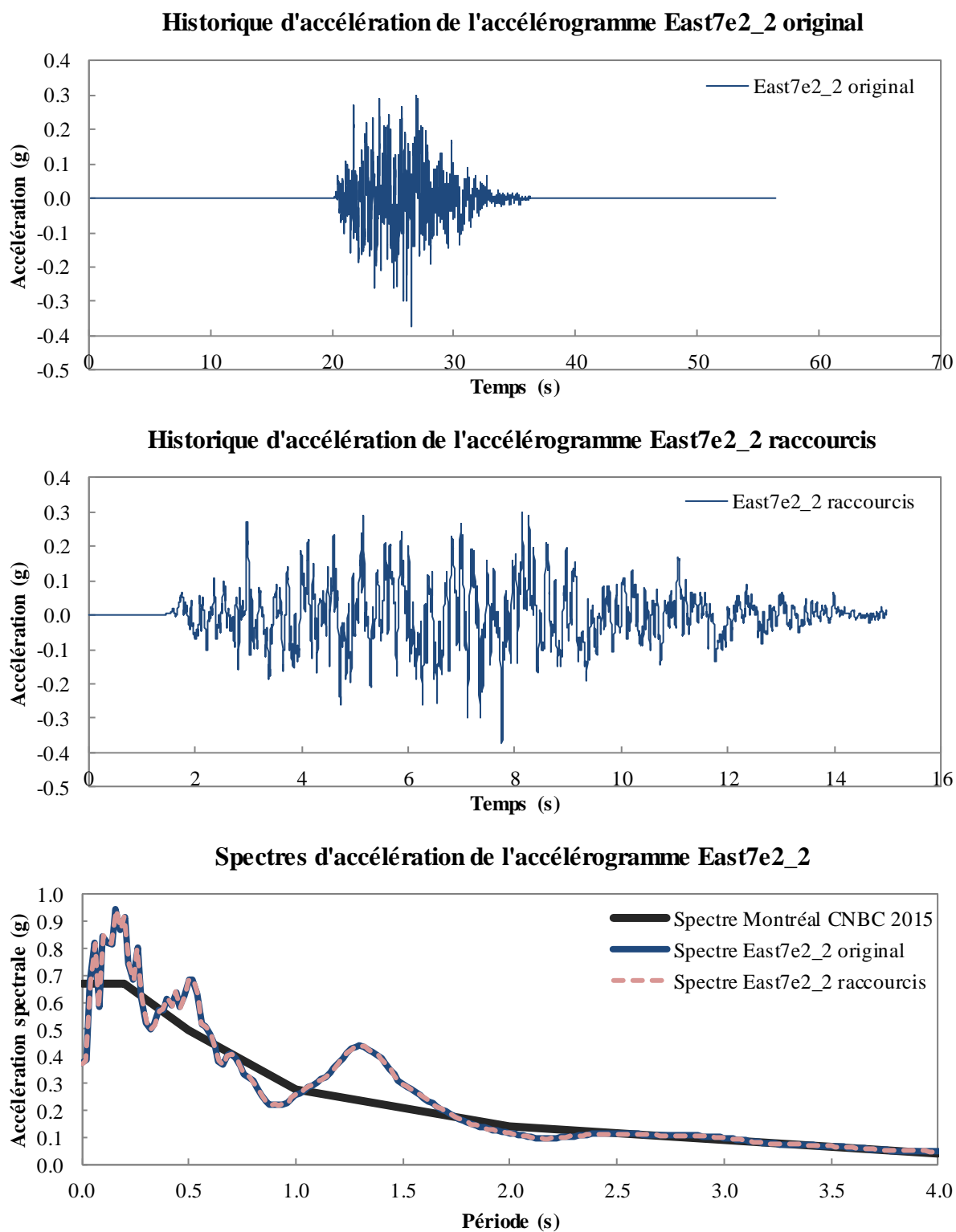


Figure B.9: Accélérogramme East7e2\_2

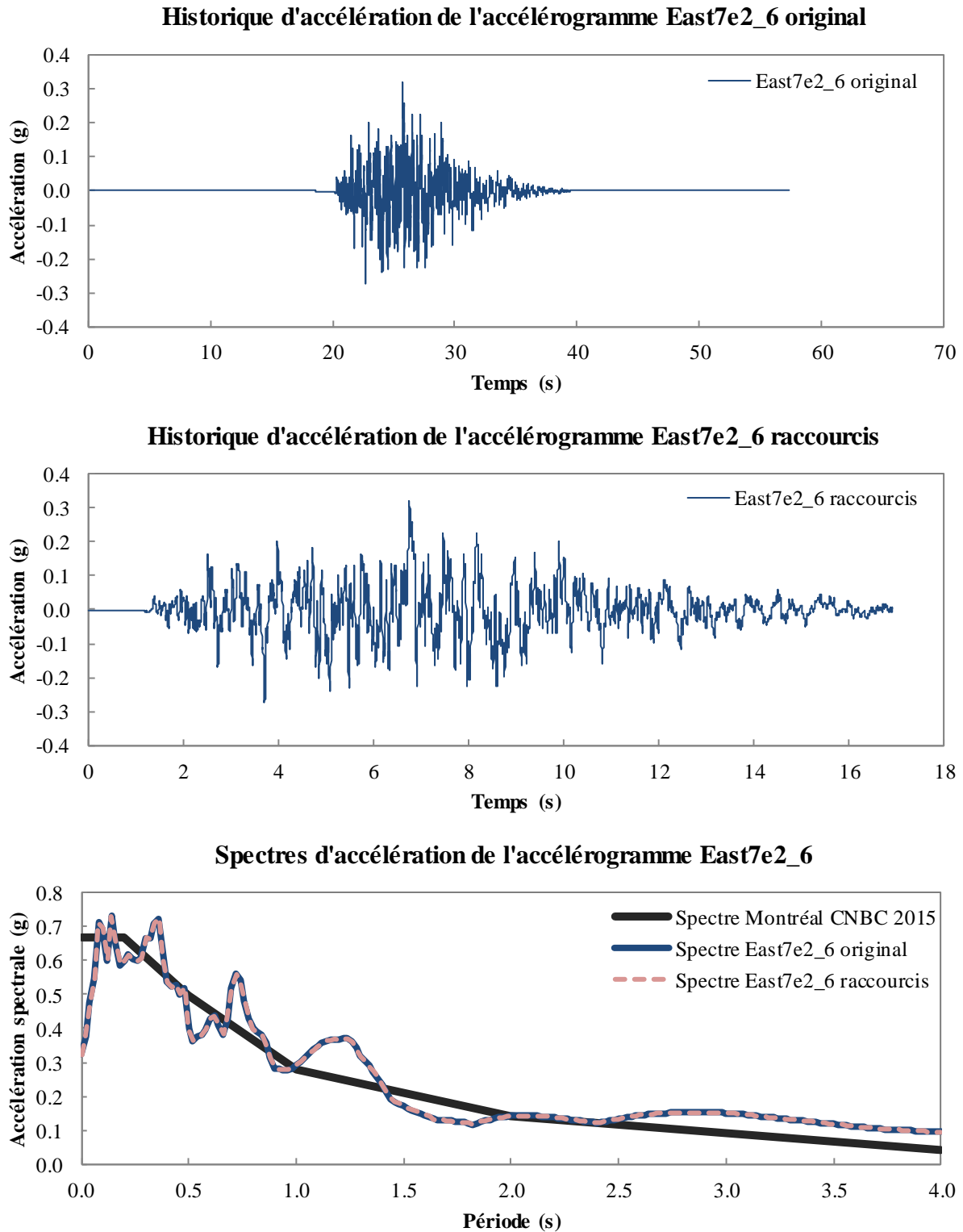


Figure B.10: Accélérogramme East7e2\_6

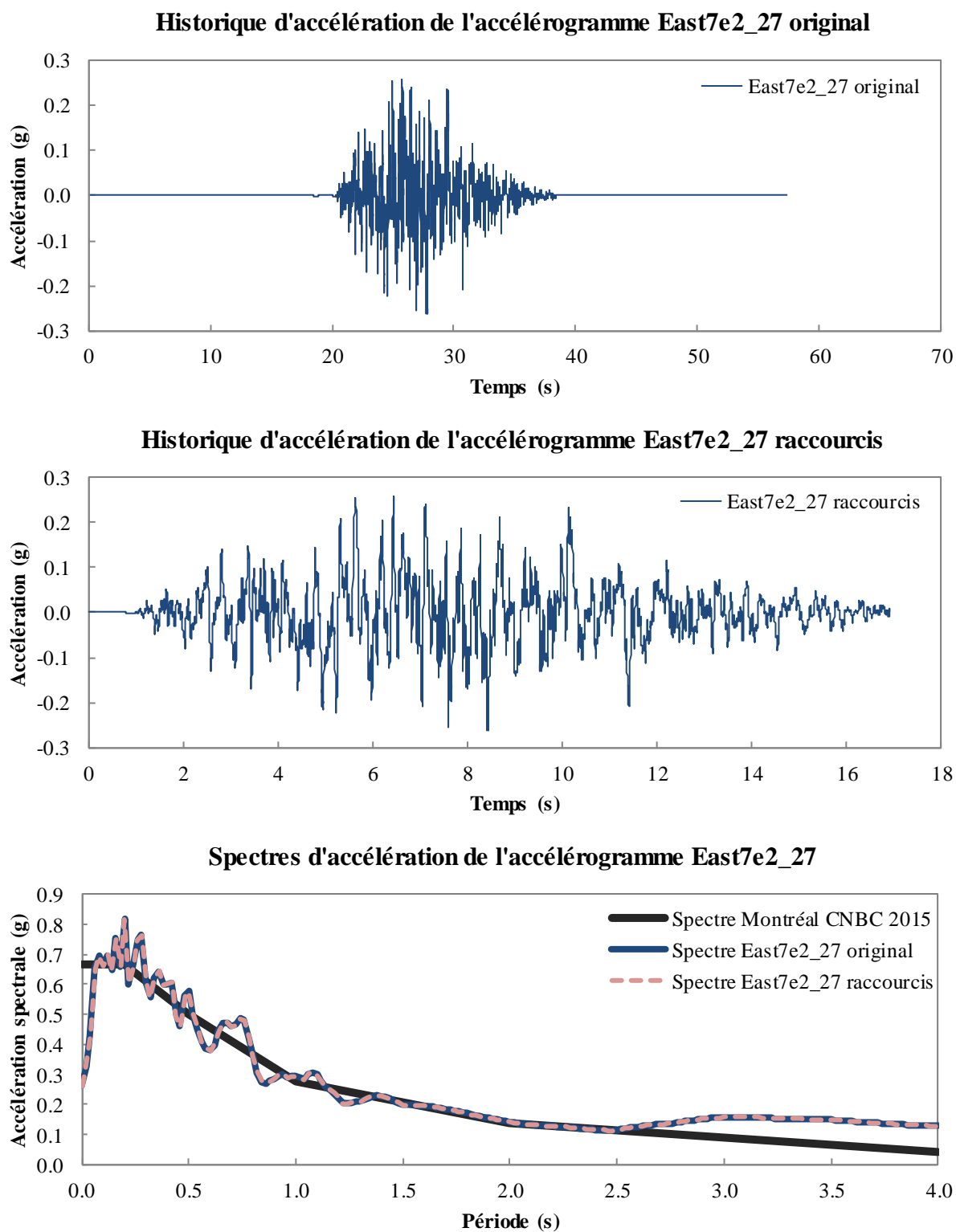


Figure B.11: Accélérogramme East7e2\_27

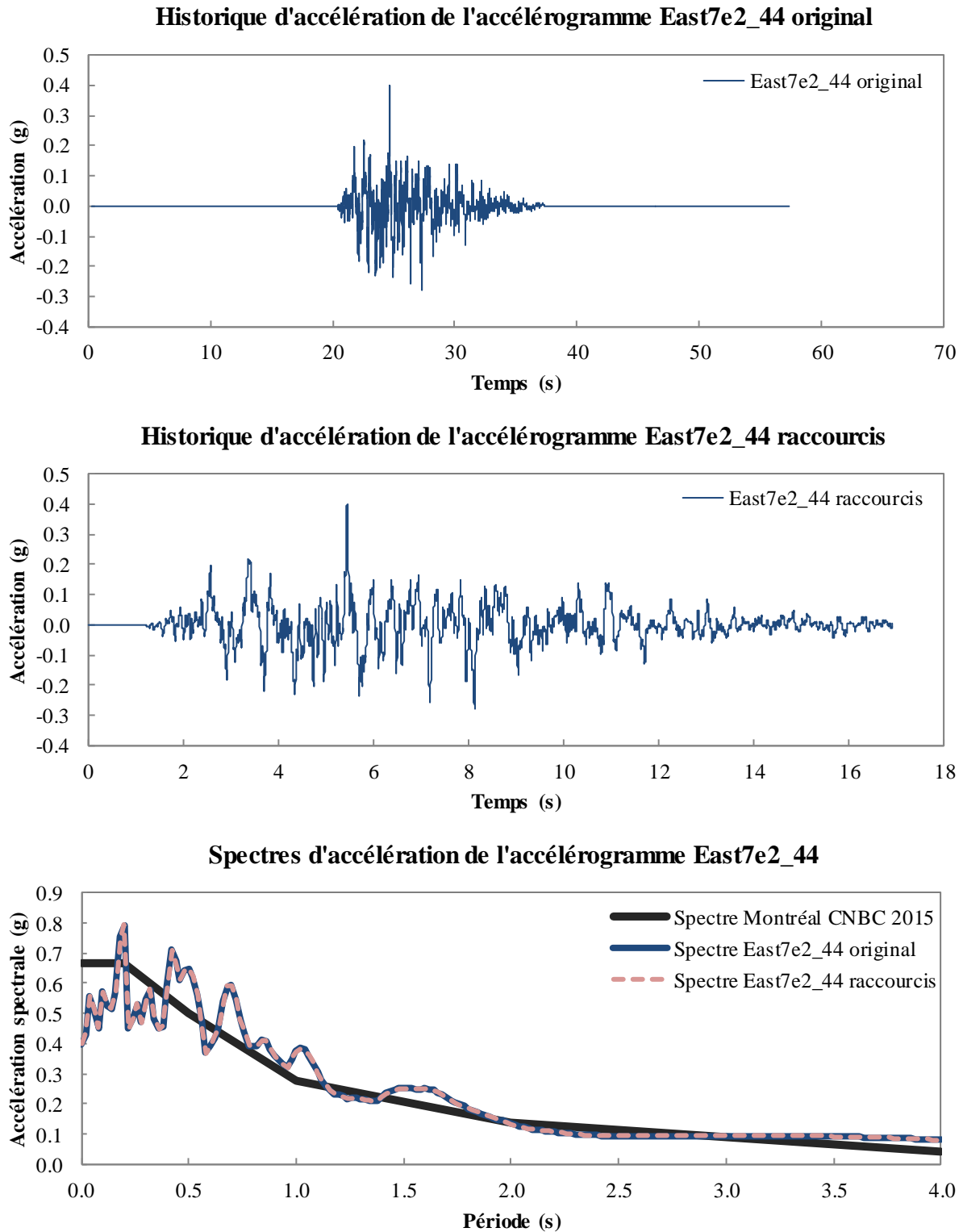


Figure B.12: Accélérogramme East7e2\_44

### *Modèles T3*

La période fondamentale des modèles T3 est de 3 secondes. La plage de période à considérer est donc théoriquement de 0.6 s à 6.0 s, soit de 0.2 à 2 fois la période fondamentale. Cependant, comme les phénomènes sismiques sont de faible intensité et sont peu connus pour des périodes supérieures à 4 secondes, et puisque les structures isolées sismiquement sont peu sujettes à un allongement de la période fondamentale en raison du développement de forte non-linéarité, il est convenu de poser la plage de période d'intérêt à 0.6 s à 4.0 s. Comme les courbes de déagrégation ne sont pas très révélatrices dans l'Est du pays, on procède par itération pour établir la meilleure combinaison de sources d'accélérogrammes, i.e. séisme de magnitude 6 proche, séisme de magnitude 6 loin, séisme de magnitude 7 proche, séisme de magnitude 7 loin.

Les séismes de magnitude 6 étant recommandés pour les périodes de 0.2 s à 1.0 s, alors que ceux de magnitude 7 pour des périodes de 0.5 s à 2.0 s, les séismes de magnitude 7 sont acceptables pour toute la plage de période visée. De plus, l'utilisation de séismes de magnitude 6 entraîne une moins bonne concordance avec le spectre du code. Après plusieurs essais, il est donc convenu que la meilleure solution est d'utiliser 6 séismes de magnitude 7 « proche » et 5 séismes de magnitude 7 « loin ». La procédure utilisée pour établir les facteurs de correction des accélérogrammes est détaillée à la section 5.3.2. Un pas de temps de 0.002 s est utilisé pour les calculs.

La Figure B.13 présente un sommaire des accélérogrammes corrigés retenus pour les analyses. Cette figure montre (1) la comparaison du spectre du code avec les spectres des accélérogrammes individuels retenus corrigés, (2) la comparaison du spectre du code avec le spectre moyen des accélérogrammes corrigés, et (3) le rapport du spectre moyen des accélérogrammes corrigés sur le spectre du code.



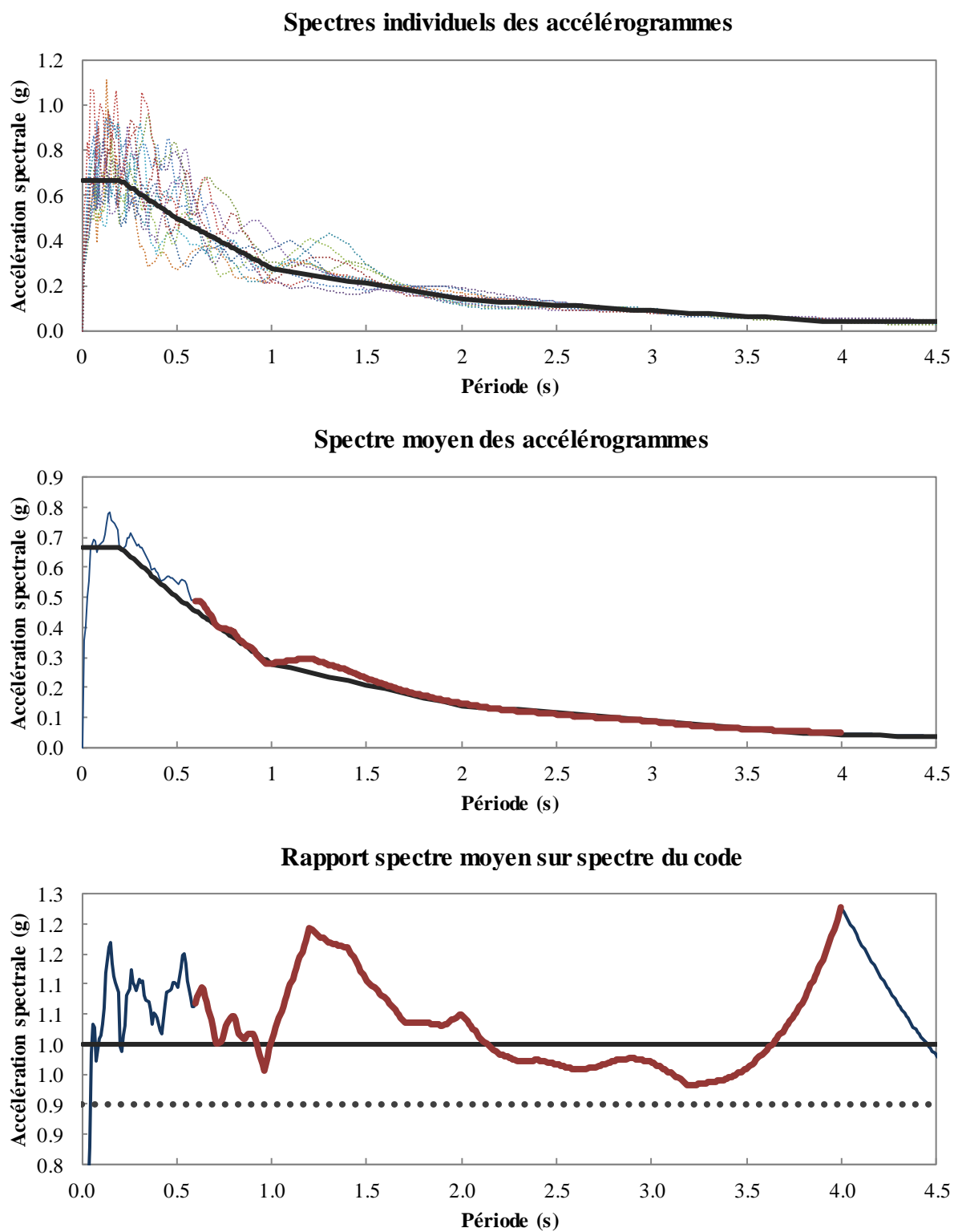


Figure B.13: Sommaire des accélérogrammes retenus pour le modèle T3

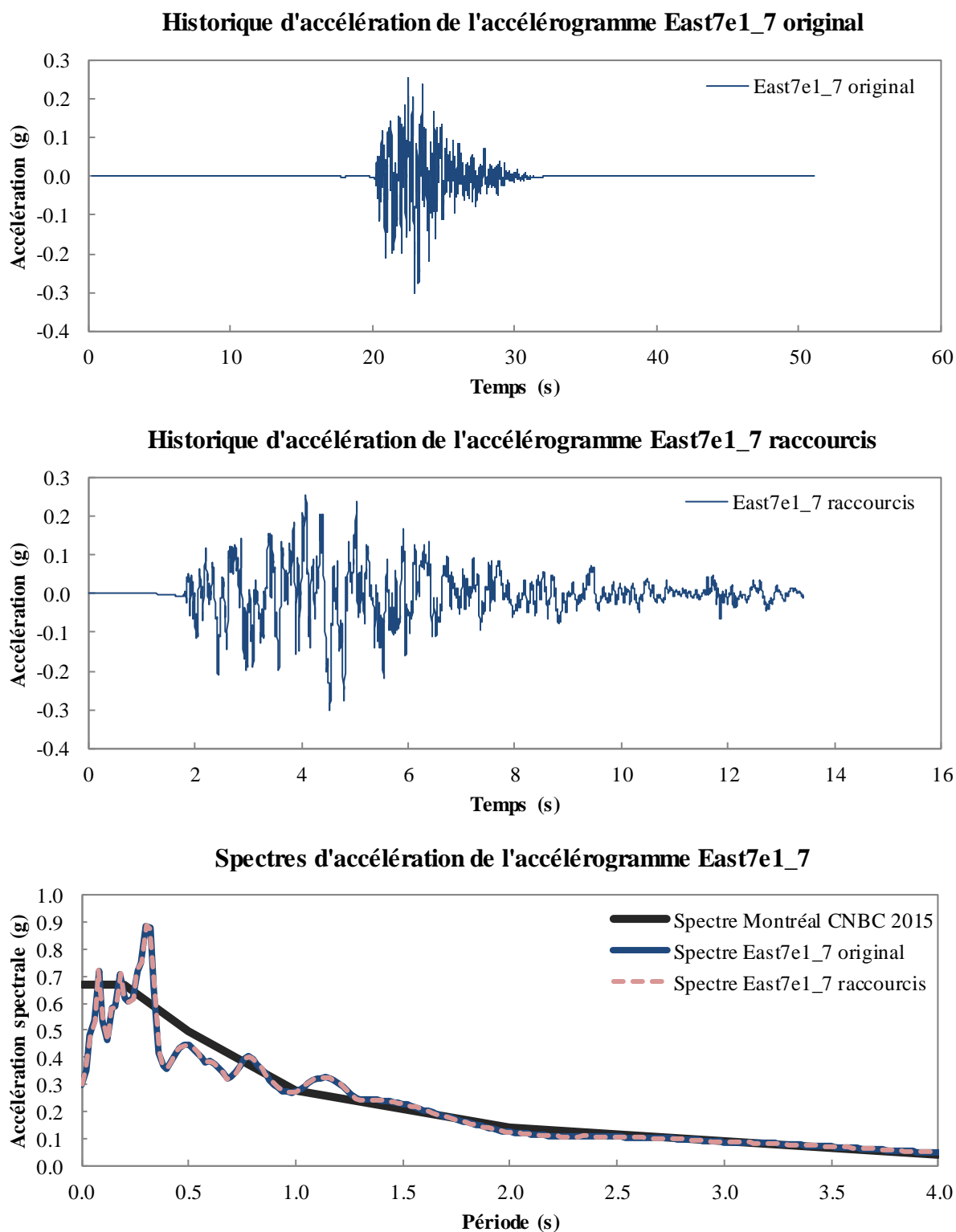


Figure B.14: Accélérogramme East7e1\_7

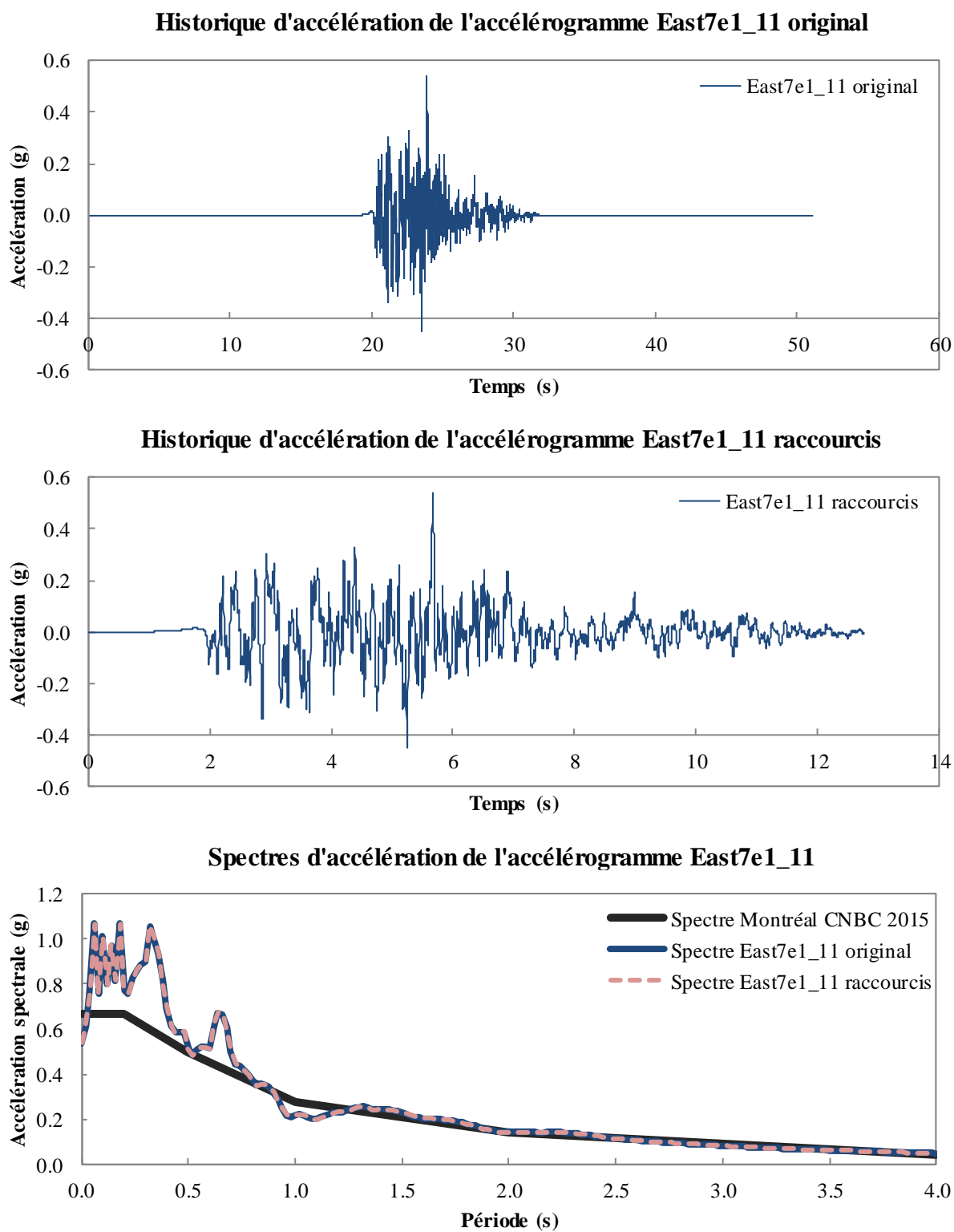
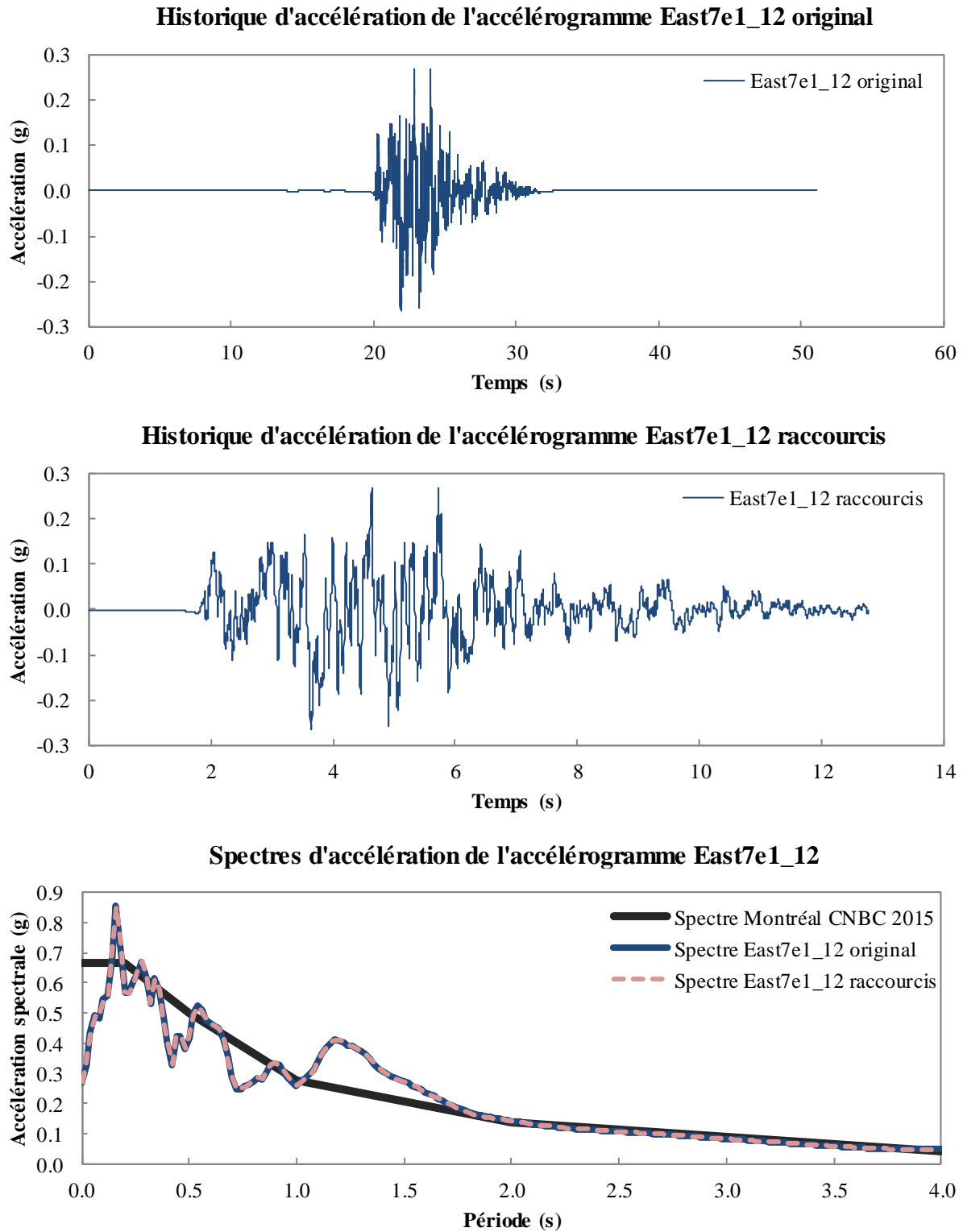


Figure B.15: Accélérogramme East7e1\_11



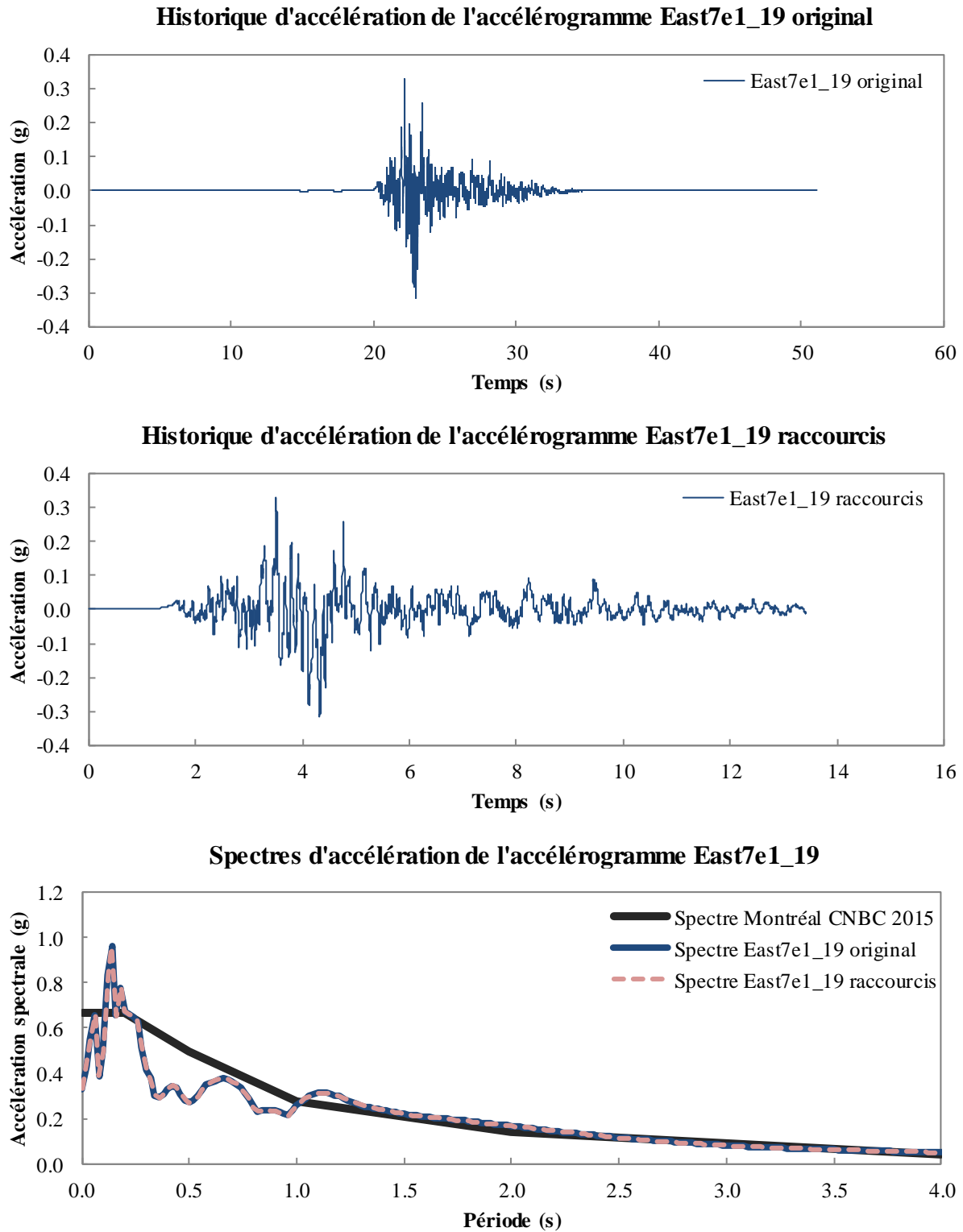


Figure B.17: Accélérogramme East7e1\_19

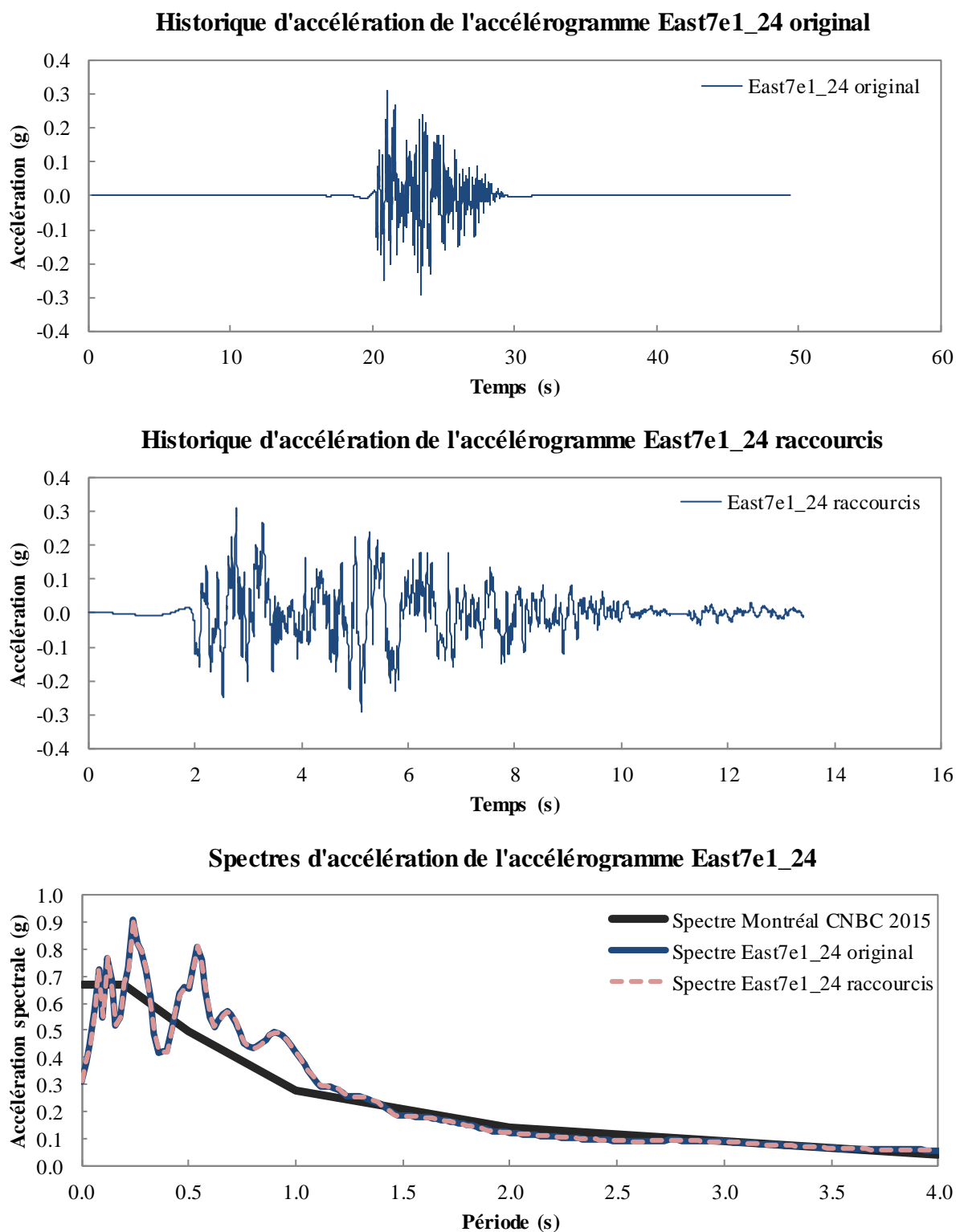


Figure B.18: Accélérogramme East7e1\_24

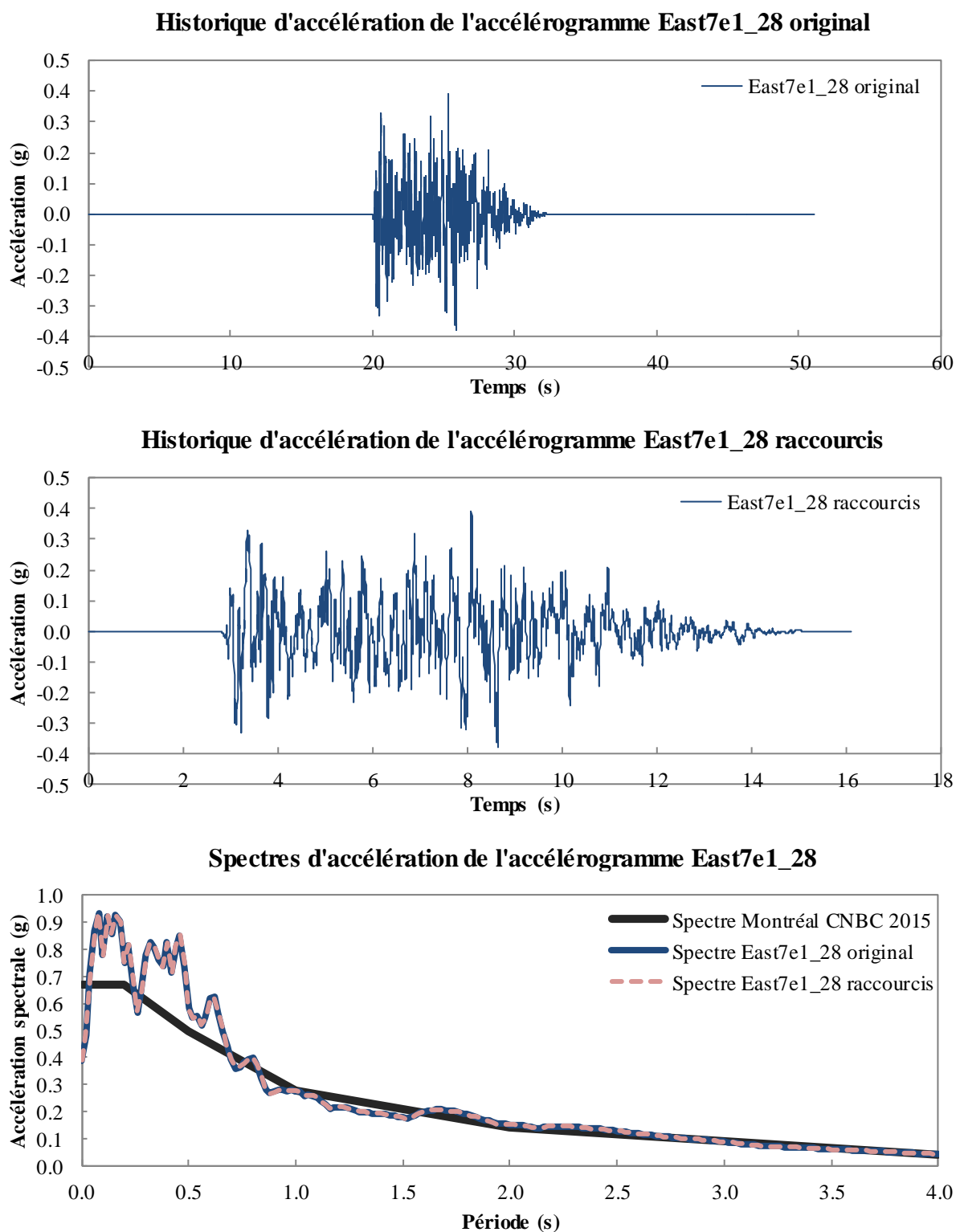


Figure B.19: Accélérogramme East7e1\_28

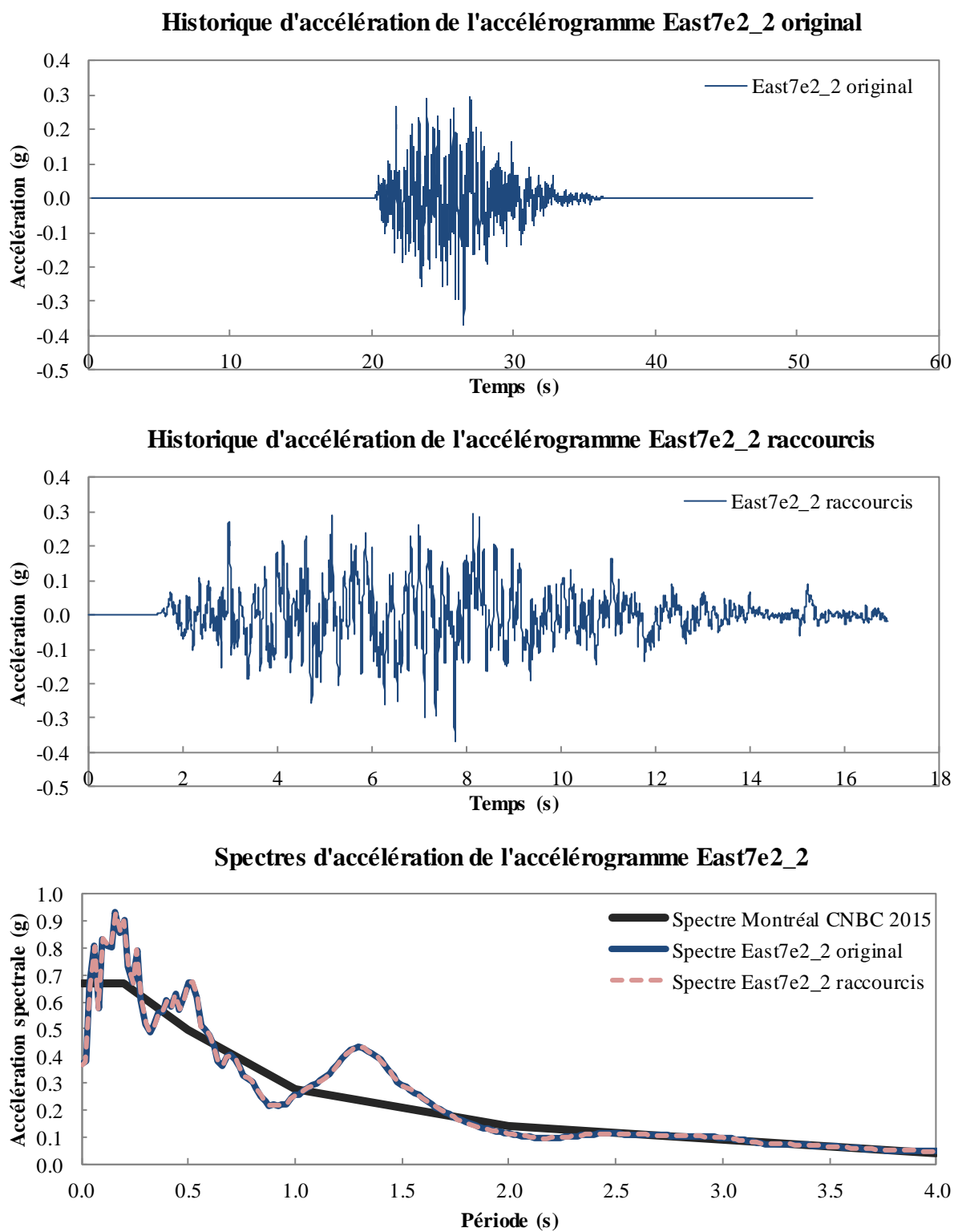


Figure B.20: Accélérogramme East7e2\_2



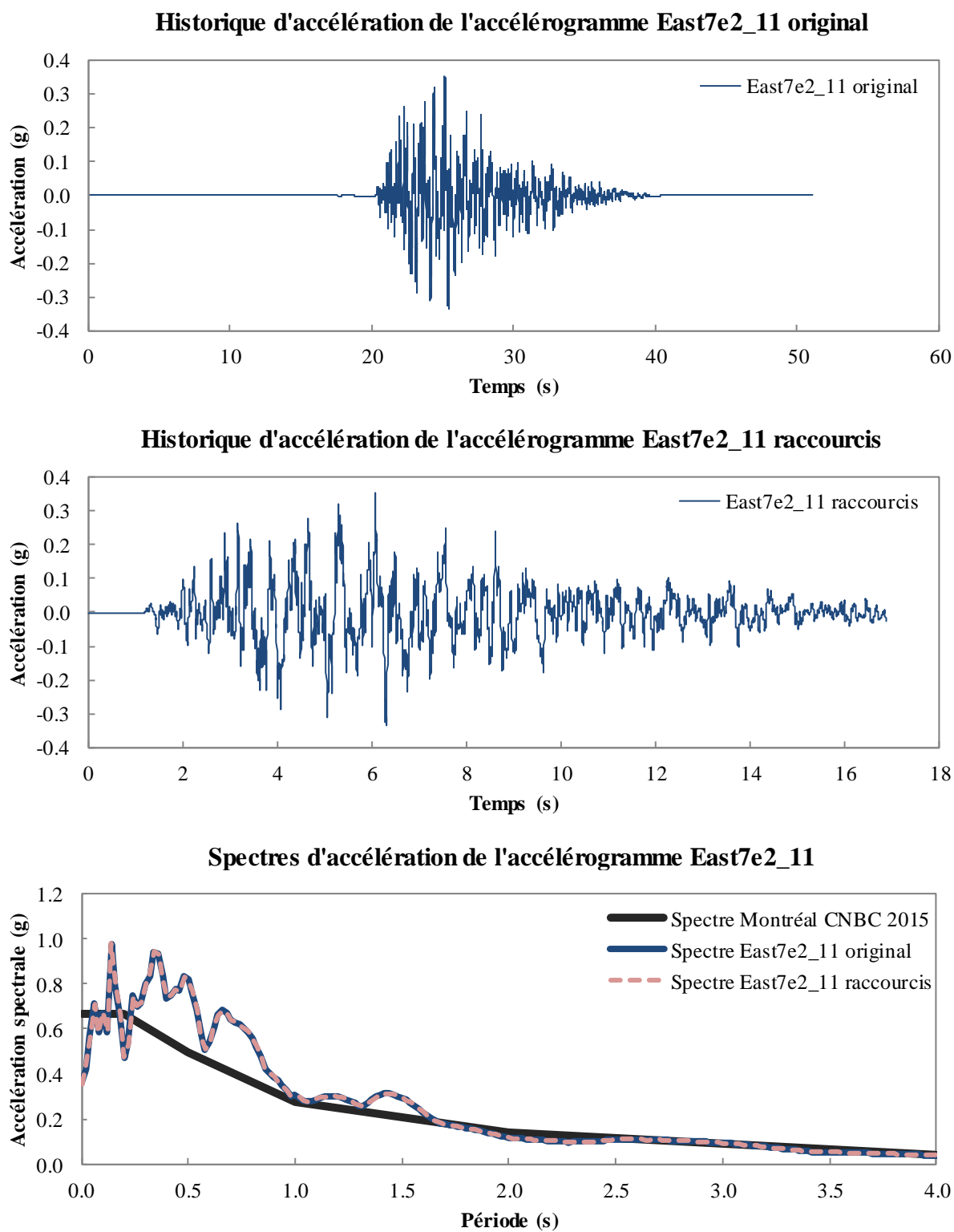


Figure B.21: Accélérogramme East7e2\_11

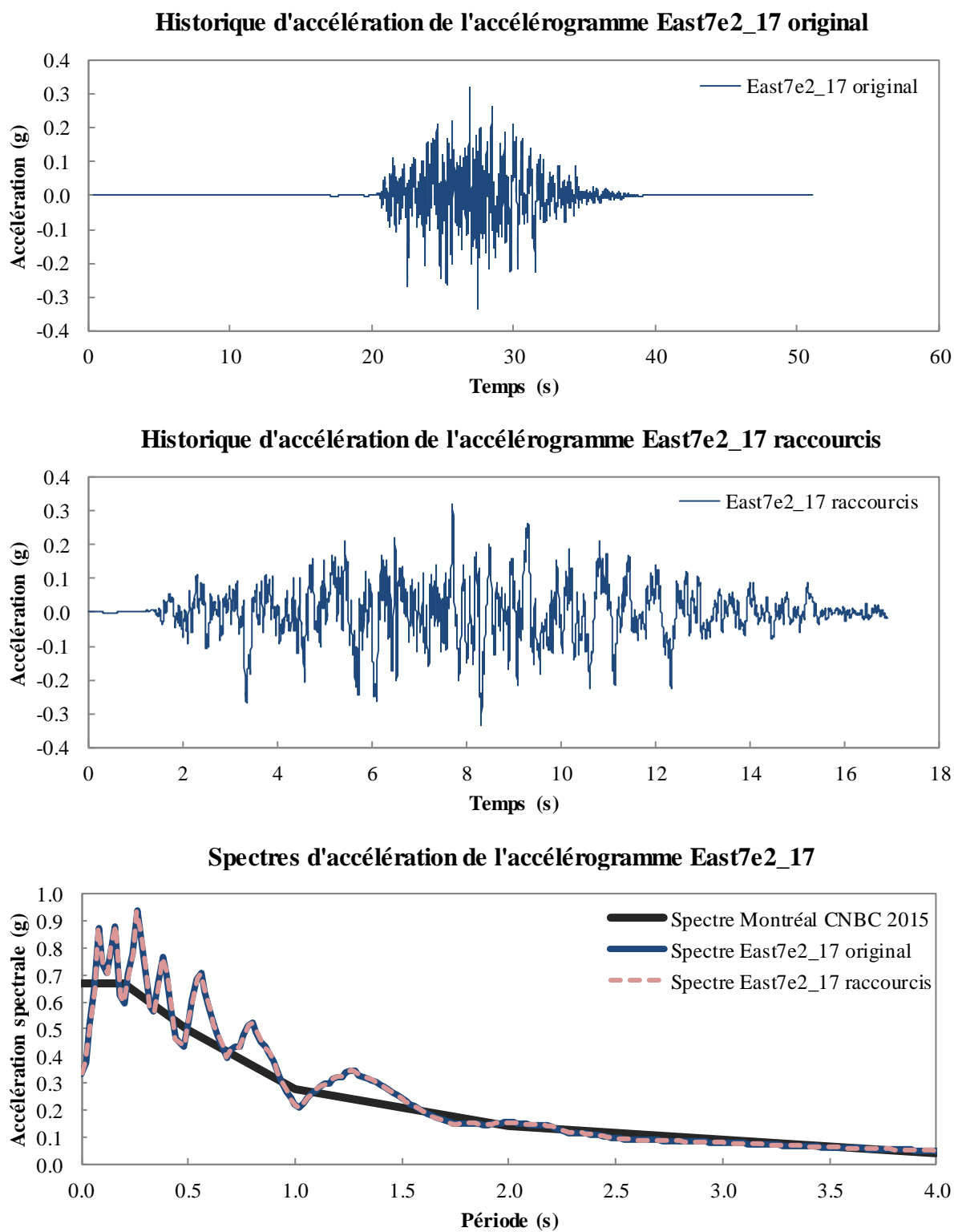


Figure B.22: Accélérogramme East7e2\_17

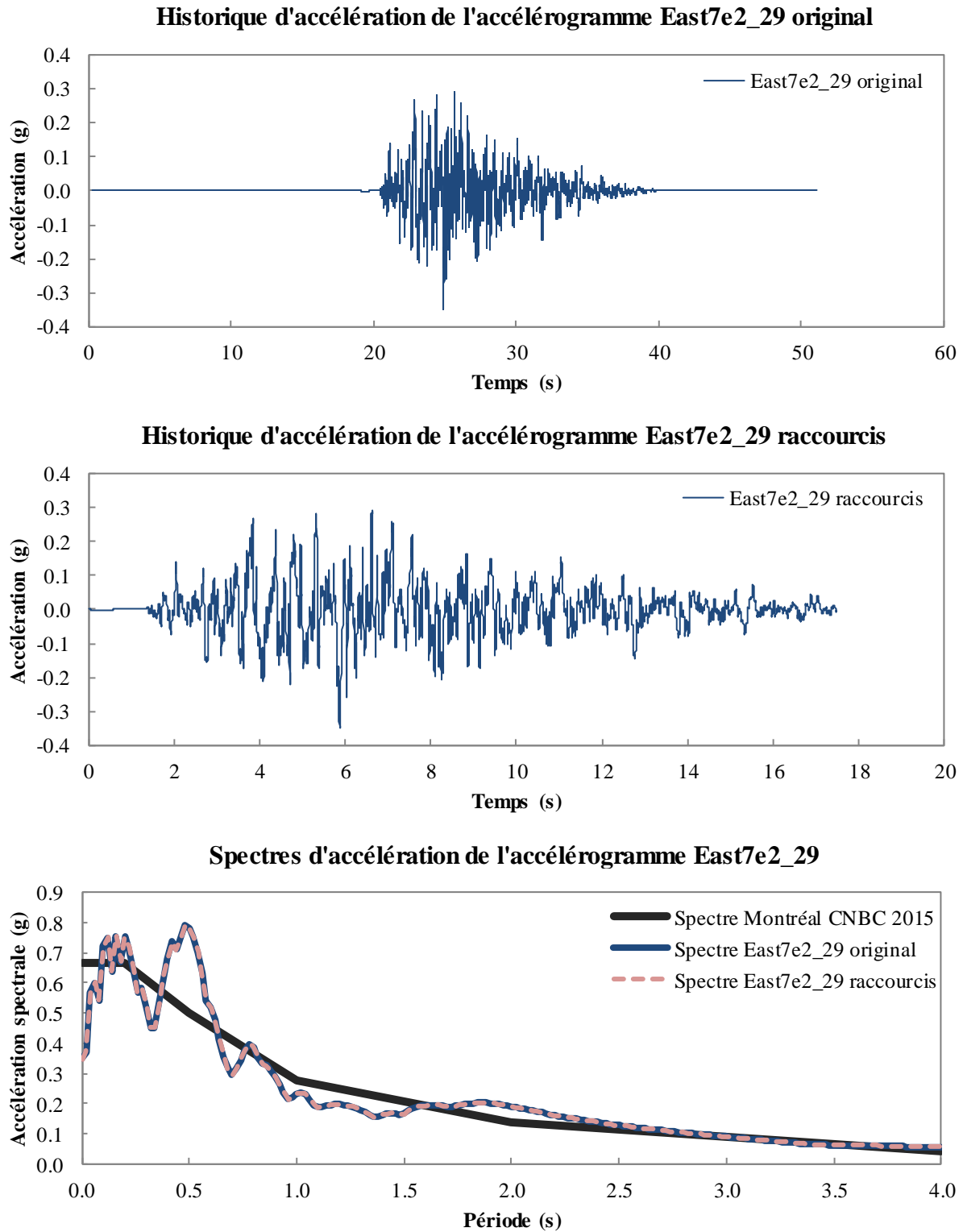


Figure B.23: Accélérogramme East7e2\_29

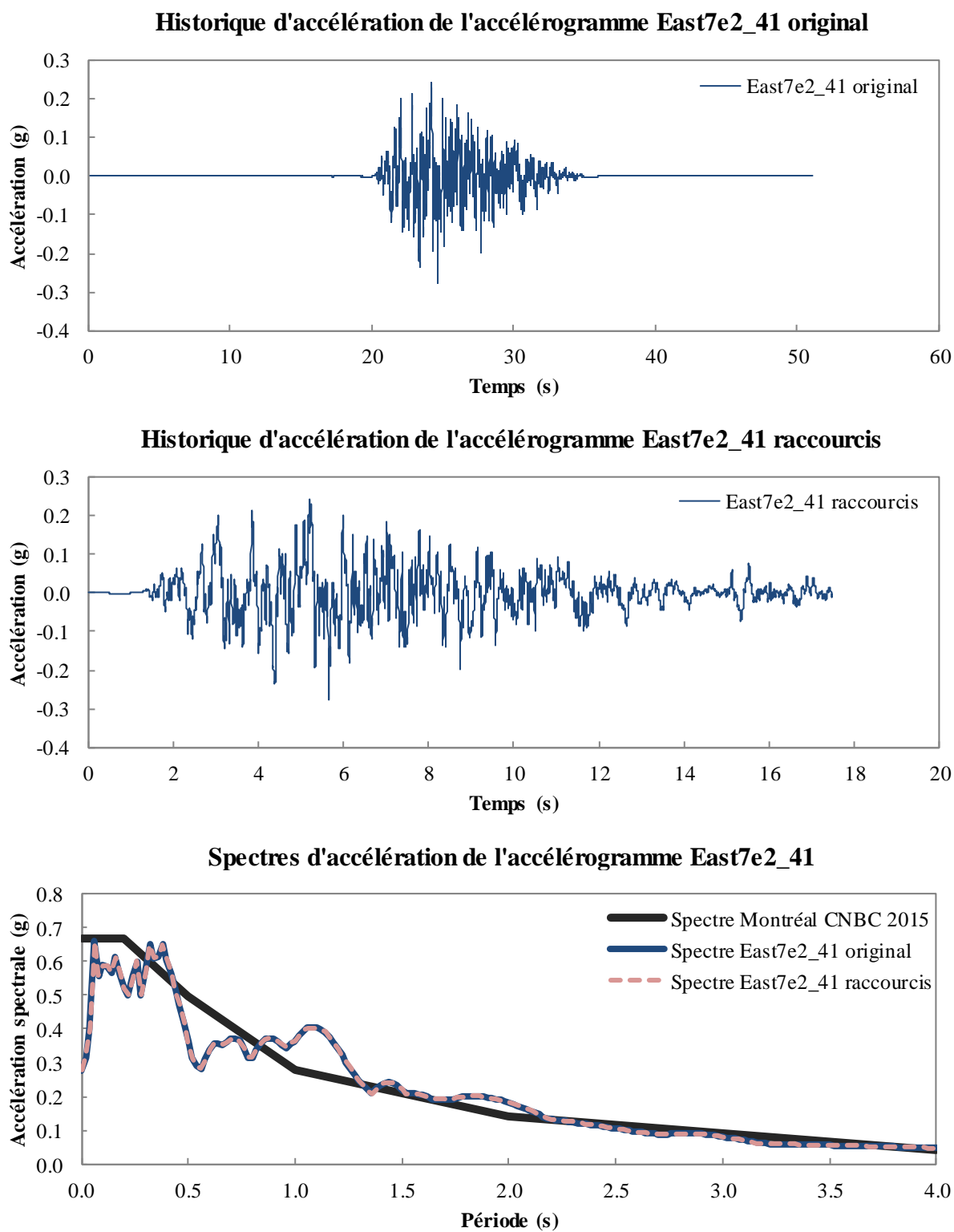


Figure B.24: Accélérogramme East7e2\_41