

Sur l'effet du retrait et du fluage sur la performance sismique
des piles de ponts isolés à la base faiblement armées

par

Wissal BELGHITH

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE LA MAÎTRISE
AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Sc. A.

MONTREAL, LE 30 NOVEMBRE 2020

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

©Tous droits réservés, Wissal Belghith, 2020

©Tous droits réservés

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

PRÉSENTATION DU JURY
CE RAPPORT DE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ
PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

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

M. Lotfi Guizani, codirecteur de mémoire
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Conrad Botton, président du jury
Département de génie de la construction à l'École de technologie supérieure

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

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

LE 12 NOVEMBRE 2020

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Au terme de ce mémoire de maîtrise et avant de rapporter sur cette expérience, il apparaît opportun d'exprimer mes remerciements et hautes considérations à tous ceux qui m'ont beaucoup appris et aidé lors de mes études comme étudiante graduée. Plus particulièrement, je tiens à exprimer mes respects les plus sincères et ma gratitude à mon directeur et co-directeur de recherche M. Amar Khaled et M. Lotfi Guizani, pour leur support moral et financier, pour leurs valeureux conseils et pour la bonne humeur qu'ils ont maintenue envers moi tout au long de mon parcours.

Je souhaite également adresser mes vifs remerciements à mes chers parents, mon frère, ma grand-mère et la famille de mon oncle, pour leur soutien moral et affectif qu'ils ne cessent d'assurer tout au long de mes études, j'espère qu'ils seront toujours fiers de moi.

Je remercie aussi mes amis et toutes les personnes que j'ai côtoyées qui m'ont offert des encouragements et ont contribué fortement à mon succès et à la poursuite de mes recherches.

Finalement, je voudrais dédier ce mémoire à l'âme de mon grand-père.

Sur l'effet du retrait et du fluage sur la performance sismique des piles de ponts isolés à la base faiblement armées

Wissal BELGHITH

RÉSUMÉ

L'isolation sismique à la base des ponts est de plus en plus utilisée dans les zones à sismicité modérée et élevée pour protéger les ponts dans un souci d'optimisation et d'économie des ressources. Néanmoins, malgré la réduction très importante de la demande sismique dans les piles des ponts isolés, le taux de renforcement ne peut être abaissé en deçà d'un seuil minimal prescrit par le code et ce, essentiellement, pour les effets de fluage et de retrait. C'est dans ce contexte que s'inscrit le présent projet de recherche. L'objectif principal du projet de recherche est l'évaluation de l'effet de la diminution du taux de renforcement longitudinal sur la performance sismique et le niveau de dommages dans les piles des ponts isolés à la base avec la prise en compte de l'effet des déformations différées de fluage et de retrait. Le taux minimum d'armatures longitudinales dans les colonnes de ponts exigé par le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-14) est de 0,8 %. Cependant, plusieurs travaux de recherche récents supportent la possibilité d'assouplir cette exigence et d'abaisser cette limite inférieure sous réserve de prévoir un confinement adéquat des zones critiques. En revanche, cette valeur vise principalement à protéger les piles contre les effets du retrait et du fluage, lesquels n'ont pas été pris en compte dans ces études concernant la performance sismique de telles piles. Afin de vérifier les conclusions de ces recherches, une considération de l'effet structural des déformations différées du béton doit être réalisée lors de l'analyse de la performance sismique des piles faiblement armées.

Dans le cadre de ce projet, un pont typique à deux travées, avec superstructure préfabriquée, supporté par une pile centrale, composée de trois colonnes en béton armé, isolé à la base a été utilisé comme cas d'étude. Plusieurs variantes de ce pont ont été conçues et leurs performances sismiques évaluées au moyen d'analyses temporelles non-linéaires. Des analyses statiques non linéaires ont été aussi réalisées afin d'évaluer le comportement des piles et leur état initial, préalablement au séisme, sous l'effet du retrait et du fluage. La méthode de construction par étapes et le modèle de CEB-FIP 2010 ont été utilisés durant cette étude pour la prédiction des effets du retrait et du fluage et leur modélisation. Les accélérogrammes utilisés lors des analyses temporelles non linéaires pour les deux régions de l'Est du Canada (Montréal) et de l'Ouest du Canada (Vancouver) ont été calibrés sur le spectre d'accélération du code CSA-S6-14. Deux taux de renforcement ont été considérés pour l'étude : le taux minimum de 0,8 % prescrit par le code et un taux de 0,5 % requis selon la demande sismique du pont. Les sections rectangulaires des colonnes, au niveau de la zone de la rotule plastique, sont modélisées par des éléments fibres afin d'étudier l'étendue et le niveau des dommages sous l'effet du séisme. Les résultats obtenus montrent que toutes les variantes des ponts étudiés se comportent essentiellement dans le domaine élastique et sans dommages significatifs, conformément aux exigences de performance du code CSA-S6-14 pour les ponts essentiels. À cet effet, la valeur minimale du taux de renforcement prescrite par le code pourrait être réduite à 0,5 % sans compromettre la performance sismique du pont étudié. Néanmoins, l'effet du

VIII

retrait et du fluage est influencé par plusieurs paramètres reliés à la structure du pont et des piles et des études additionnelles sont requises pour généraliser ces résultats.

Mots-clés : retrait, fluage, isolation sismique, taux d'armatures longitudinales, performance sismique, analyse temporelle non linéaire, construction par étapes, comportement sismique bidirectionnel.

On the effect of shrinkage and creep on the seismic performance of base-isolated bridge piers with low reinforcement ratios

Wissal BELGHITH

ABSTRACT

For the sake of economy and optimization, seismic base-isolation of bridges is increasingly used to protect bridges from earthquakes in areas with moderate to high seismicity. Nevertheless, despite the very significant reduction in seismic demand for such bridges' piers, the longitudinal reinforcement ratio cannot be lowered below a minimum threshold prescribed by the code, mainly to control creep and shrinkage effects. In this context, the present research project aims to evaluate the effect of the lowering of the minimum longitudinal reinforcement ratio on the seismic performance and the level of damage within piers of base-isolated bridges, with the consideration of creep and shrinkage effects. The minimum longitudinal reinforcement ratio in bridge columns specified by the Canadian Highway Bridge Design Code (CSA-S6-14) is 0,8 %. However, several recent research studies support the possibility of relaxing this requirement and lowering this limit below 0,8 % while providing an adequate confining of critical zones. On the other hand, this value was initially mainly intended to protect the columns from the effects of shrinkage and creep, which have not been considered in these previous studies. In this respect, in order to validate the conclusions of these studies, a consideration of the structural effects of shrinkage and creep should be included in the analysis of seismic performance of such bridge piers with low reinforcement.

A typical two spans base-isolated bridge, with prefabricated superstructure, and supported by a central column-bent pier, is considered as a case study. Different variants of the case study bridge were designed, and the seismic performances of their central piers evaluated through non-linear time history analysis results. In order to include shrinkage and creep effects, the initial state of the bridge, preceding the earthquake, is determined following non-linear static analysis simulating the shrinkage and creep for different time periods (ages of the bridge). The staged construction method and the CEB-FIP 2010 model were used during this study to predict the effects of shrinkage and creep. Two Canadian site locations, Montreal in the East and Vancouver in the West, were considered. The seismic records were calibrated on the CSA-S6-14 design spectra for these locations. Two reinforcement ratios were considered in this study: (a) The minimum reinforcement ratio of 0,8 % as prescribed by the code and (b) a ratio of 0,5 % as required by the seismic demand of the bridge pier. The rectangular sections of the columns are modelled using fibre elements at the expected zones of plastic hinge formation, in order to track the extent and level of damage under the effect of the earthquake. The results obtained show that all the studied bridge variants behave essentially in the elastic range without significant damage, in accordance with the minimum performance requirements of the CSA-S6-14 code for lifeline bridges. For this case study, it was shown that the minimum reinforcement ratio prescribed by the code could be lowered to 0,5 % without compromising the seismic performance of the bridge piers. However, shrinkage and creep depend on many bridge and pier structural parameters and further studies are required before generalising this finding.

Keywords: shrinkage, creep, seismic isolation, longitudinal reinforcement rate, seismic performance, nonlinear temporal analysis, staged construction, bidirectional seismic behaviour.

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	7
1.1 Généralité.....	7
1.1.1 Types de comportement et conception basée sur la performance.....	7
1.1.2 Les différents concepts de dimensionnement parasismique	8
1.1.3 Isolation à la base.....	10
1.1.4 Armature longitudinale minimale dans les piles de ponts	11
1.1.4.1 Évolution du taux minimum d'armature longitudinale dans le code Canadien.....	12
1.1.4.2 Performance sismique des piles de ponts faiblement armées	12
1.2 Les phénomènes du retrait et du fluage	14
1.2.1 Le retrait.....	14
1.2.1.1 Origine du retrait.....	14
1.2.2 Le fluage	15
1.2.2.1 Origine du fluage	16
1.2.3 Les principaux types du retrait et du fluage.....	16
1.2.4 Effet du retrait et du fluage	19
1.2.4.1 Les paramètres affectant le retrait et le fluage	20
1.3 Relation entre le taux d'armature longitudinale et le comportement temporel du béton	22
1.4 Les différents modèles du retrait et du fluage.....	26
1.4.1 Formulations mathématiques de la fonction du fluage et du retrait.....	27
1.4.2 Modèles pratiques de prévision du retrait et du fluage	31
1.4.3 Évaluation des modèles de retrait et de fluage.....	43
1.4.4 Les dispositions normatives et les modèles dans les différents codes	45
1.4.4.1 Le code canadien le CSA-S6-14.....	45
1.4.4.2 Le code canadien : CSA-S6:19	47
1.4.4.3 Le code américain : l'AASHTO 2014	50
1.5 Les méthodes pratiques de la modélisation	52
1.5.1 Généralité.....	52
1.5.2 Analyse non linéaire de la construction par étapes.....	53
1.6 Conclusions et critique de la revue de littérature.....	55
CHAPITRE 2 MODÉLISATION DU RETRAIT ET DU FLUAGE	57
2.1 Prédiction du retrait et du fluage.....	57
2.1.1 Effet du retrait et du fluage sur la structure	57
2.1.2 Choix du modèle de prédiction	59
2.1.2.1 Le Modèle CEB-FIP 2010	61
2.2 Étude préliminaire.....	64
2.2.1 Échéancier des travaux	65

2.2.1.1	Décoffrage des éléments	66
2.2.2	Résultats de l'étude préliminaire	66
2.2.2.1	Déformation due au retrait	67
2.2.2.2	Fluage.....	69
2.3	Modélisation dans le logiciel SAP 2000	71
2.3.1	Propriété du béton dépendant du temps dans SAP 2000	72
2.3.2	Principe de la construction par étapes dans SAP 2000	73
2.3.2.1	Les principaux paramètres de la construction par étapes dans SAP 2000	74
2.3.2.2	Méthode d'analyse de la construction par étapes	75
2.3.2.3	Étapes de sortie	76
2.3.3	La construction par étapes du cas d'étude du présent mémoire.....	76
CHAPITRE 3 MODÉLISATION ET CONCEPTION DES PONTS		79
3.1	Sélection et description du Modèle de pont.....	80
3.2	Modélisation du pont	81
3.3	Système d'isolation sismique.....	82
3.4	Modélisation du retrait et du fluage	85
3.5	Choix des scénarios de construction	87
3.6	Conception des piles	88
3.6.1	Étapes de la conception.....	88
3.6.2	Analyses modales.....	89
3.6.3	Analyses spectrales	89
3.6.4	Calcul des efforts sismiques pour la conception.....	92
3.6.5	Détermination du taux de renforcement en armature requis.....	94
3.6.6	Confinement de la zone de rotule plastique.....	96
3.6.6.1	Armature transversale	96
3.6.6.2	Longueur de la rotule plastique.....	98
3.6.6.3	Équations de prédiction de la rotule plastique dans des colonnes en béton armé proposé par Priestley	100
3.6.6.4	Équation de conception de la rotule plastique dans le code canadien	101
3.7	Modélisation de la zone de rotule plastique.....	101
3.7.1	Principe de calcul des déformations	102
3.7.2	Discretisation en éléments fibres	102
CHAPITRE 4 ANALYSES STATIQUES ET DYNAMIQUES		105
4.1	Analyses statiques	106
4.1.1	Effet de la construction par étapes	106
4.1.2	Effet du retrait et du fluage	108
4.1.2.1	Déplacement	108
4.1.2.2	Contraintes normales	111
4.1.2.3	Déplacements des isolateurs	114
4.2	Analyses dynamiques.....	115
4.2.1	Procédure d'analyse	116

4.2.2	Caractéristiques des signaux sismiques	117
4.2.2.1	Sismicité du Canada.....	117
4.2.2.2	Accélérogrammes	118
4.2.3	Analyses.....	119
CHAPITRE 5	RÉSULTATS ET DISCUSSIONS	121
5.1	Principe	121
5.2	Méthodologie	122
5.3	Discussions des résultats.....	124
5.3.1	Étude préliminaire.....	125
5.3.2.1	Efforts dans les colonnes	132
5.3.2.2	Déformations des fibres	140
5.3.2.3	Déplacement des isolateurs.....	147
5.4	Synthèse	152
CONCLUSIONS		155
RECOMMANDATIONS		159
ANNEXE I		161
BIBLIOGRAPHIE		167

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Évolution du taux minimum d'armature longitudinale dans le code canadien CSA-S612
Tableau 1.2	Paramètres liés à la composition.....20
Tableau 1.3	Paramètres environnementaux20
Tableau 1.4	Paramètres liés à la conception et à la structure21
Tableau 1.5	Influence des paramètres prépondérants dans l'évolution du retrait et du fluage.....22
Tableau 1.6	Paramètres requis dans les modèles de prédiction.....44
Tableau 2.1	Coefficients de la fonction du fluage du modèle CEB-FIP 2010 dépendants du type de ciment64
Tableau 2.2	Valeurs maximales des déformations de colonnes sous l'effet du retrait en m/m68
Tableau 2.3	Périodes nécessaires pour que le retrait atteigne 50 et 80 pour cent.....69
Tableau 2.4	Pourcentages des déformations dues au fluage atteint au bout d'un an pour les différents éléments du pont en fonction de leurs chargements71
Tableau 3.1	Caractéristiques hystérétiques du système d'isolation.....84
Tableau 3.2	Répartition du système d'isolation sismique84
Tableau 3.3	Paramètres d'entrée du modèle CEB-FIP 2010.....85
Tableau 3.4	Différents scénarios de construction considérés dans l'étude.....87
Tableau 3.5	Résumé des modes de vibration et des masses modales.....89
Tableau 3.6	Efforts maximaux pour les piles du modèle du pont isolé de la région de l'Est pour les différents scénarios de construction.....92
Tableau 3.7	Efforts maximaux pour les piles du modèle du pont isolé de la région de l'Ouest pour les différents scénarios de construction93
Tableau 3.8	Demande en armatures longitudinales des modèles étudiés94
Tableau 3.9	Caractéristiques des armatures longitudinales95

Tableau 3.10	Propriétés des matériaux	103
Tableau 4.1	Différentes variantes des ponts étudiés.....	105
Tableau 4.2	Moment de flexion M_x (kN.m) dans les colonnes à la fin de la construction du pont.....	107
Tableau 4.3	Effort axial P (kN) dans les colonnes à la fin de la construction du pont	107
Tableau 4.4	Déplacements des isolateurs (mm)	115
Tableau 4.5	Scénarios M-R utilisés pour la sélection des accélérographes artificiels	118
Tableau 5.1	Niveaux et critères de performance selon le code CSA-S6-14.....	122
Tableau 5.2	Variantes du pont considérées pour l'étude comparative	124
Tableau 5.3	Valeurs maximales moyennes des moments M_x pour les variantes de ponts de l'Est - (kN.m).....	139
Tableau 5.4	Valeurs maximales moyennes des moments M_x pour les variantes de ponts de l'Ouest - (kN.m).....	139
Tableau 5.5	Déformations maximales moyennes des fibres du béton non confiné pour les variantes de ponts de l'Est - (m/m)	141
Tableau 5.6	Déformations maximales moyennes des fibres du béton non confiné.....	141
Tableau 5.7	Déformations maximales moyennes des fibres du béton confiné.....	141
Tableau 5.8	Déformations maximales moyennes des fibres du béton confiné pour les variantes de ponts de l'Ouest - (m/m)	142
Tableau 5.9	Déformations maximales moyennes des fibres d'armatures	142
Tableau 5.10	Déformations maximales moyennes des fibres d'armatures	142
Tableau 5.11	Déplacements maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Est – Direction longitudinale - (mm)	147
Tableau 5.12	Déplacements maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Est – Direction transversale - (mm)	147
Tableau 5.13	Déplacements maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Ouest – Direction longitudinale - (mm)	148

Tableau 5.14	Déplacements maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Ouest – Direction transversale - (mm)	148
Tableau 5.15	Déplacements résiduels maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Est – Direction longitudinale - (mm)	149
Tableau 5.16	Déplacements résiduels maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Est – Direction transversale - (mm)	149
Tableau 5.17	Déplacements résiduels maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Ouest – Direction longitudinale - (mm)	150
Tableau 5.18	Déplacements résiduels maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Ouest – Direction transversale - (mm)	150

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 0.1	Organisation du mémoire.....5
Figure 1.1	Résultats d'essais cycliques quasi-statiques en laboratoire sur des colonnes rectangulaires d'aspect $H/D=2$ présentant différents types de comportement (a) Comportement adéquat; (b) Comportement fragile; (c) Comportement à ductilité limitée7
Figure 1.2	Comparaison des trois méthodes de conception parasismique9
Figure 1.3	Déformations différées des bétons.....16
Figure 1.4	Effet de Pickett.....18
Figure 1.5	Phénomènes des déformations différées du béton18
Figure 1.6	Étude expérimentale du fluage et du retrait du béton armé avec influence du taux d'armature (a) Courbe de déformation de retrait et (b) Courbe de coefficient de fluage26
Figure 1.7	Comparaison des déformations dues au retrait calculées et mesurées.....38
Figure 1.8	Comparaison des déformations dues au fluage calculées et mesurées38
Figure 1.9	Courbes de relaxation41
Figure 1.10	Série d'éléments de Kelvin-Voigt.....53
Figure 2.1	États de contraintes de structure dus au retrait et au fluage (a) Répartition théorique des contraintes, (b) Relaxation partielle des contraintes après fissuration de peau;58
Figure 2.2	Comparaison des modèles de prédiction du retrait et du fluage59
Figure 2.3	Prédiction du retrait de séchage en valeur absolue60
Figure 2.4	Paramètres d'entrées du modèle CEB-FIP 201061
Figure 2.5	Échéancier des travaux de construction des ponts étudiés.....65
Figure 2.6	Retrait des colonnes en valeur absolue67
Figure 2.7	Évolution du pourcentage de la déformation pour chaque type de retrait69

Figure 2.8	Coefficients de fluage des colonnes de la pile centrale des ponts étudiés sous l'effet des différents chargements du pont à Montréal.....	70
Figure 2.9	Coefficients de fluage des colonnes sous l'effet du chargement du chevêtre pour les deux régions de l'Est (Montréal) et de l'Ouest (Vancouver)	71
Figure 2.10	Définition de la construction par étapes modélisée dans SAP 2000.....	77
Figure 3.1	Cheminement global de la conception d'une variante du pont type étudié.....	79
Figure 3.2	Coupe longitudinale du pont.....	80
Figure 3.3	Coupe transversale du pont.....	80
Figure 3.4	Modélisation tridimensionnelle du pont	82
Figure 3.5	Comportement bilinéaire	83
Figure 3.6	Retrait des éléments structuraux du pont en valeur absolue	86
Figure 3.7	Coefficients du fluage des colonnes sous l'effet des différents chargements appliqués au cours du temps	86
Figure 3.8	Cheminement de la conception.....	88
Figure 3.9	Spectres de calcul modifié pour les sites de Montréal et de Vancouver, sol de classe C, période de retour de 2475 ans	91
Figure 3.10	Diagrammes de résistance 3D du modèle du pont de l'Est	95
Figure 3.11	Configuration des armatures transversales	98
Figure 3.12	Détermination de la longueur de la rotule plastique	99
Figure 3.13	Discretisation de la section en éléments fibres	102
Figure 3.14	Courbes contrainte-déformation enveloppes du béton non confiné et confiné.....	103
Figure 3.15	Courbe contrainte-déformation enveloppe de l'acier d'armature.....	104
Figure 3.16	Modèles hystérésis des matériaux utilisés : (a) modèle Kinematic, pour les armatures d'acier; (b) modèle Takeda, pour les fibres de béton.....	104
Figure 4.1	Système de pile	106

Figure 4.2	Déplacements de la pile centrale du pont109
Figure 4.3	Déplacements des colonnes sous l'effet du retrait et du fluage combiné pour les différents scénarios de construction (a) Déplacements verticaux dans le site de Montréal (Est); (b) Déplacements verticaux dans le site de Vancouver (Ouest); (c) Déplacements transversaux de la colonne d'extrémité N° 1 dans les deux sites109
Figure 4.4	Déplacements des colonnes sous l'effet du retrait et du fluage séparé pour le site de Montréal (Est) (a) Transversaux à la base de la colonne d'extrémité N° 1; (b) Transversaux en tête de la colonne d'extrémité; (c) Verticaux en tête de la colonne intérieure111
Figure 4.5	Distribution des contraintes à la base de la colonne intérieure112
Figure 4.6	Distribution des contraintes axiales pour la colonne d'extrémité N° 1- Site de Montréal (Est)113
Figure 4.7	Distribution des contraintes axiales pour la colonne d'extrémité N° 1- Site du Vancouver (Ouest).....113
Figure 4.8	Les séismes historiques au Canada117
Figure 5.1	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les signaux provenant des tremblements de terre historiques (a) PE1-R; (b) PE2-0-R; (c) PE2-1-R; (d) PE2-5-R; (e) PE2-30-R; (f) PE2-100-R.....126
Figure 5.2	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M6-E (a) PE1-R; (b) PE2-0-R; (c) PE2-1-R; (d) PE2-5-R; (e) PE2-30-R; (f) PE2-100-R127
Figure 5.3	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M7-E (a) PE1-R; (b) PE2-0-R; (c) PE2-1-R; (d) PE2-5-R; (e) PE2-30-R; (f) PE2-100-R128
Figure 5.4	Valeurs maximales moyennes des moments M_x et M_y pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 %129

Figure 5.5	Déformations maximales moyennes pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 %.....	130
Figure 5.6	Déplacements maximums moyens pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 %.....	131
Figure 5.7	Déplacements résiduels maximums moyens pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 %.....	131
Figure 5.8	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les signaux provenant des tremblements de terre historiques (a) PE1-P; (b) PE2-0-P; (c) PE2-100-P	133
Figure 5.9	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M6-E (a) PE1-P; (b) PE2-0-P; (c) PE2-100-P	134
Figure 5.10	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M7-E (a) PE1-P; (b) PE2-0-P; (c) PE2-100-P	134
Figure 5.11	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les signaux provenant des tremblements de terre historiques (a) PO1-R; (b) PO2-0-R; (c) PO2-100-R.....	136
Figure 5.12	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M6-O (a) PO1-R; (b) PO2-0-R; (c) PO2-100-R.....	136
Figure 5.13	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M7-O (a) PO1-R; (b) PO2-0-R; (c) PO2-100-R.....	137
Figure 5.14	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les signaux provenant des tremblements de terre historiques (a) PO1-P; (b) PO2-0-P; (c) PO2-100-P	137

Figure 5.15	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M6-O (a) PO1-P; (b) PO2-0-P; (c) PO2-100-P138
Figure 5.16	Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M7-O (a) PO1-P; (b) PO2-0-P; (c) PO2-100-P138
Figure 5.17	Valeurs maximales moyennes maximums des moments M_x140
Figure 5.18	Déformations maximales moyennes maximums des fibres du béton non confiné.....144
Figure 5.19	Déformations maximales moyennes maximums des fibres du béton confiné.....144
Figure 5.20	Déformations maximales moyennes maximums des fibres d'armature ..144
Figure 5.21	Les fibres les plus sollicitées pour la colonne d'extrémité N°3 (a) Construction en une seule étape-P1; (b) Construction séquentielle avec un séisme à la fin de la construction-P2-0; (c) Construction séquentielle avec un séisme à la fin de la vie de l'ouvrage-P2-100.....145
Figure 5.22	Effet de la variation de la longueur de L_p sur la déformation maximale dans les fibres d'armatures Variante PE2-100-R, Accélérogramme E7-C.....146
Figure 5.23	Déplacements résiduels maximums moyens maximums au sein des isolateurs sismiques – Direction longitudinale151
Figure 5.24	Déplacements résiduels maximums moyens maximums au sein des isolateurs sismiques – Direction transversale151

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation
ACI	American Concrete Institute
AS	Australian Standards
CALTRANS	California Transportation
CBP	Conception Basé sur la Performance
CCDG	Cahier des Charges et Devis Généraux
CEB	Comité Européen du Béton
CQC	Combinaison Quadratique Complète
CSA	Canadian Standards Association
EDC	Énergie Dissipée par Cycle
FIB	Fédération Internationale du Béton
FIP	Fédération Internationale de la Précontrainte
GL	Gardner et Lockman
GZ	Gardner et Zhao
HHT- α	Hilbert-Hughes-Taylor- α
MEF	Méthode d'Élément Finis
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NEBT	New England Bulb Tee Girder
NZS	New Zealand Structural Code

Alphabet romain minuscule

a	Différence entre la résistance moyenne du béton et la résistance spécifiée
b	Dimension minimale de l'élément
d_b	Diamètre de l'acier longitudinal
f'_{ci}	Résistance à la compression spécifiée du béton au moment de la précontrainte pour les éléments précontraints et au moment du chargement initial pour les éléments non précontraints.
f'_c	Résistance spécifiée
f'_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours

f'_{cc}	Résistance maximale du béton confiné en compression
f'_{co}	Résistance maximale du béton non confiné en compression
f_d	Fonction décroissante de l'âge au chargement
f_{cm28}	Résistance à la compression moyenne sur 28 jours
f'_{cmtc}	Résistance à la compression moyenne du béton au début du séchage
f'_{cmto}	Résistance à la compression moyenne du béton au début du chargement
f_t	Résistance du béton à la traction
f_u	Contrainte ultime de l'acier
f_y	Limite élastique de l'acier
g	Constante de gravité terrestre
h_c	Dimension du noyau de poteau fretté dans la direction concernée
h	Taille théorique
h_e	Humidité ambiante
k_f	Facteur d'effet de la résistance du béton
k_h	Paramètre représentant l'humidité ambiante pour le retrait
k'_h	Fonction empirique de l'humidité de l'environnement
k_{hc}	Facteur d'humidité pour le fluage
k_{hs}	Facteur d'humidité pour le retrait
k_s	Paramètre de forme
k_{td}	Facteur d'évolution temporelle
n_T	Fonction empirique de la température
q_1	Déformation instantanée due à la contrainte unitaire
r	Vecteur de distribution spatiale
r_v	Volume par unité de longueur d'une section de béton divisé par la surface correspondante en contact avec de l'air qui circule librement
s	Superficie de la surface exposée au séchage
t_{eff}	Période de vibration effective
t	Âge actuel
t_0	Âge lors du chargement

t_c	Âge recommandé en jours
t_e	Âge réduit
t_s	Âge au début du séchage
u	Déplacement fonction du temps
$\dot{u}$	Vitesse en fonction du temps
$\ddot{u}$	Accélération en fonction du temps
$\ddot{u}_g$	Accélération du sol en fonction du temps
v	Volume exposée au séchage
y	Position du point de calcul de la contrainte sur l'axe des Y

Alphabet romain majuscule

A_c	Aire du noyau de la section
A_g	Aire de la section brute
A_{sh}	Aire totale des armatures transversales
C	Complaisance de fluage
C_1	Diffusivité du béton au séchage
$\bar{C}_d$	Moyenne de conformité supplémentaire due au séchage
C_s	Constante empirique
C_u	Coefficient ultime de fluage
D	Valeur efficace de la section transversale
D_y	Déplacement élastique
E	Charges sismiques
E_0	Module asymptotique
E_{c28}	Module d'élasticité du béton à l'âge de 28 jours
E_{cm}	Module d'élasticité moyen du béton
E_{cm28}	Module d'élasticité moyen du béton sur 28 jours
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{SEC}	Module d'élasticité du béton confiné
F_i	Fonction représentant la déformation totale sur une période de plusieurs jour

F_{mac}	Force Maximale
F_y	Force élastique
I_x	Moment d'inertie de la section
J	Fluage de base
$\bar{J}$	Fluage totale
K	Facteur dépendant du type de ciment
K_d	Rigidité post-élastique
K_{eff}	Rigidité effective
K_u	Rigidité élastique
L	Longueur de la colonne
L_P	Longueur de la rotule plastique
M	Matrice de masse
M_X	Moment maximal selon l'axe X au pied de la colonne
M_Y	Moment maximal selon l'axe Y au pied de la colonne
P	Effort axial
P_f	Charge axiale pondérée
P_{eff}	Matrice de force sismique effective
Q	Fonction intégrale
Q_d	Résistance latérale initiale
R_1	Réponse spectrale du pont dans le sens longitudinal
R_2	Réponse spectrale du pont dans le sens transversal
RH	Humidité relative
S	Espacement entre les axes des armatures transversales
$\bar{S}$	Évolution du retrait dans le temps non dimensionnel
T_0	Température de référence

Alphabet grec minuscule

α	Teneur en air en pourcentage
β	Paramètre gérant la méthode d'intégration dans la méthode Newmark- β

β_d	Fonction de la durée de la charge
β_{RH}	Fonction décrivant l'effet de l'humidité relative
β_s	Fonction décrivant la progression du retrait en fonction du temps
β_{sc}	Coefficient de retrait
β_T	Fonction empirique de la température
$\gamma_{a,c}$	Facteur de correction de fluage pour la teneur en air
$\gamma_{a,s}$	Facteur de correction de retrait pour la teneur en air
γ_c	Masse volumique du béton
γ_{cp}	Facteur de correction du retrait pour le durcissement humide
$\gamma_{c,s}$	Facteur de correction de retrait pour la teneur en ciment
$\gamma_{h,s}$	Facteur de correction du retrait qui correspond à la taille
$\gamma_{la,c}$	Facteur de correction de fluage pour l'âge de chargement
$\gamma_{n,c}$	Facteur de correction de fluage correspondant à la taille
$\gamma_{RH,c}$	Facteur de correction de fluage pour l'humidité relative ambiante
$\gamma_{RH,s}$	Facteur de correction du retrait pour l'humidité relative ambiante
$\gamma_{s,c}$	Facteur de correction de fluage pour l'affaissement du béton
$\gamma_{s,s}$	Facteur de correction du retrait pour l'affaissement du béton
$\gamma_{\psi,c}$	Facteur de correction de fluage pour le pourcentage d'agrégat fin
$\gamma_{\psi,s}$	Facteur de correction du retrait pour le pourcentage d'agrégat fin
ε	Déformation totale
ε^0	Déformation due au retrait
ε_{cbs}	Retrait endogène
ε_{cc}	Déformation du béton confiné
ε_{co}	Déformation du béton non confiné
ε_{cds}	Retrait de dessiccation
ε_{cs0}	Coefficient de retrait théorique
ε_{cu}	Déformation ultime du béton confiné
$\bar{\varepsilon}_s$	Retrait au temps t
ε_{sh}	Retrait final

XXX

ε_t	Déformation du béton en traction
ε_u	Déformation ultime de l'acier
ε_u^s	Retrait ultime de la déformation après temps infini
ε_y	Déformation élastique de l'acier
$\bar{\theta}$	Temps non dimensionnel
σ	Contrainte uniaxiale
σ_0	Contrainte constante
τ_c	Moment de l'application de la charge
τ_d	Moment de déchargement
τ_E	Échelle de temps modifiée
τ_{sh}	Carré de retrait à mi-temps
φ_{bc}	Coefficient du fluage propre
φ_c	Coefficient du fluage totale
φ_{dc}	Coefficient du fluage de séchage
ϕ	Diamètre de l'armature longitudinale
ϕ_c	Coefficient de résistance du béton
ϕ_f	Coefficient en fonction de l'humidité ambiante et de l'épaisseur effective
ϕ_p	Courbure à la plastification
ϕ_T	Fonction empirique de la température
ϕ_y	Courbure élastique
ψ	Rapport entre l'agrégat fin et l'agrégat total

Alphabet grec majuscule

Δ_d	Déplacement ultime à la base de la colonne
Δ_{max}	Déplacement maximal
Δ_p	Déplacement à la base de la colonne dû à la rotule plastique
Δ_y	Déplacement élastique

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

UNITÉS DE BASE		UNITÉS MÉCANIQUES	
m	mètre (unité de longueur)	Vitesse	
kg	kilogramme (unité de masse)	km/s	kilomètre par seconde
s	seconde (unité de temps)	Accélération	
Aire		m/s ²	mètre par seconde au carré
m ²	mètre au carré	g	accélération moyenne de la pesanteur
mm ²	millimètre au carré	Angle	
UNITÉS GÉOMÉTRIQUES		°	degré
Longueur		rad	radian
km	kilomètre	Force	
m	mètre	N	Newton
cm	centimètre	kN	KiloNewton
mm	millimètre	MN	MegaNewton
UNITÉ DE MASSE		Moment d'une force	
Masse		N.m	Newton-mètre
kg	kilogramme	kN.m	KiloNewton-mètre
UNITÉ DE TEMPS		Contrainte	
s	seconde	Pa	Pascal
		MPa	MegaPascal
		Déformation	
		m/m	mètre par mètre
		mm/mm	millimètre par millimètre

INTRODUCTION

Généralités et problématique

Dans les circonstances de l'économie actuelle, basée sur la concurrence tout en favorisant le développement durable, l'optimisation des ressources devient une évidence et non un choix. Le domaine de la construction ne déroge pas à cette règle à cause, entre-autre, de l'augmentation du coût des matériaux et de la main d'œuvre. Plus précisément, le domaine de construction des ponts dans les zones à sismicité modérée à élevée est des plus concernés par cette règle étant données les exigences sévères des codes de conception parasismique modernes.

Les ponts sont des structures névralgiques du réseau routier. Ils se distinguent non seulement par leur construction et leur réhabilitation très coûteuses, mais aussi par leur vulnérabilité lors de séismes importants. Les constats réalisés sur les sites après des événements sismiques majeurs ont montré que l'effondrement des ponts durant ces événements était généralement la conséquence des dommages subis par les piles. En effet, dans le cas des ponts, les piles sont les éléments principaux qui assurent la stabilité globale de l'ouvrage face au séisme, notamment par l'absorption de l'énergie sismique par déformation inélastique lorsque leurs capacités en force sont dépassées.

Les recherches antérieures ont montré que la vulnérabilité sismique des piles de ponts est liée à une mauvaise conception parasismique et à un manque du confinement du béton principalement dans les zones de rotules plastiques plutôt qu'à une carence d'acier d'armatures longitudinales (Priestley & Benzoni, 1996; Khaled, 2011).

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-14) spécifie une valeur minimale du taux d'armatures longitudinales dans les piles de ponts de 0,8 % pour les piles colonnes et de 0,25 % pour les piles mur.

Le taux d'armature minimum de 0,8 % est appliqué pour tous les types de ponts, y compris les ponts munis de la technologie d'isolation sismique à la base. Or, il s'avère qu'assez souvent, le taux d'armatures dans les colonnes des ponts est gouverné par la valeur minimale spécifiée par le code. Ceci est d'autant plus vrai dans le cas des ponts isolés à la base, notamment dans les zones à sismicité modérée comme la plupart des localités du Québec.

Dans un tel contexte, la réduction du taux d'armatures longitudinales serait souhaitable et entraînerait des économies substantielles en termes de coûts de matériaux, de transport et de main-d'œuvre, ainsi qu'une réduction importante de la congestion d'armature dans les piles de ponts.

De ce fait, plusieurs recherches ont été menées afin d'évaluer la possibilité d'abaisser la quantité minimale d'armatures longitudinales dans les piles de ponts. Les résultats de ces recherches ont montré qu'un assouplissement du taux d'armature longitudinale minimale à une valeur de 0,5 % pour les ponts était possible moyennant un confinement adéquat des zones critiques des piles.

Le taux minimum de 0,8 % d'armature longitudinale dans les piles de ponts, exigé par le code canadien de pont (CSA-S6-14) vise entre autres à empêcher les modes de rupture en flexion fragile et à contrôler la redistribution des charges axiales dans les colonnes dues au fluage et au retrait. Cependant, les recherches antérieures effectuées dans le but de réduire le taux minimum d'armatures longitudinales ne tiennent pas compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la quantité minimale d'armatures sur la performance sismique des piles. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre projet de recherche.

Objectifs

L'objectif principal visé par la présente recherche est d'étudier l'influence de la réduction du taux minimum d'acier d'armature longitudinale sur la performance sismique des ponts isolés à la base en tenant compte du fluage et du retrait. Cet objectif est subdivisé en sous-objectifs, cités ci-dessous :

1. Comprendre les phénomènes de retrait et de fluage du béton et sélectionner une loi constitutive adéquate qui relie la déformation aux différents paramètres affectant ces phénomènes.
2. Développer un modèle et évaluer l'effet structural des phénomènes de retrait et de fluage sur l'état initial, précédant le séisme, des contraintes et déformations dans les zones critiques des colonnes formant les piles de ponts.
3. Développer un modèle et étudier l'influence du retrait et du fluage, via leur impact sur l'état initial des contraintes et déformations, sur la performance sismique d'un cas d'étude de piles de ponts isolés à la base avec de faibles taux d'armature longitudinale pouvant être inférieurs au seuil minimal spécifié par le code canadien, CSA-S6-14;
4. Évaluer les conséquences de l'abaissement du taux d'armature minimale longitudinale dans les piles de ponts à une valeur de 0,5 % pour un cas d'étude de pile de pont isolé à la base en tenant compte des phénomènes du retrait et du fluage.

Méthodologie

La méthodologie suivie afin de contribuer à répondre à la problématique de cette étude et d'atteindre les objectifs visés par cette recherche est résumée ci-après :

1. Réalisation d'une revue de littérature exhaustive sur les phénomènes du retrait et du fluage, les dispositions constructives que les normes exigent vis-à-vis de ces deux phénomènes, leur influence sur l'armature minimale, les approches pour les modéliser

et sur les différents modèles et méthodes pratiques de leur inclusion dans les analyses structurales;

2. Choix du modèle mathématique et de l'échéancier des travaux appropriés pour la modélisation des phénomènes du retrait et du fluage du béton;
3. Modélisation de deux variantes d'un pont isolé à la base pour les deux régions du Canada à l'étude (Montréal à l'Est et Vancouver à l'Ouest) qui serviront comme cas d'étude, et implantations des modèles de retrait et de fluage approprié sur chaque variante de pont;
4. Modélisation des variantes du pont étudiées avec incorporation d'une discrétisation en éléments fibres de la zone de rotule plastique. Plusieurs sous-variantes impliquant différents taux d'armature longitudinale, égal à 0,5 % (requis selon la demande sismique) et à 0,8 % (le minimum prescrit par le code) sont préparées;
5. Exécution d'analyses statiques non linéaires afin d'extraire les effets des phénomènes dépendant du temps du béton sur la structure avant qu'un tremblement de terre ne se produise;
6. Exécution d'analyses dynamiques temporelles non linéaires avec et sans prise en compte de l'altération de l'état initial de la structure, induit par le fluage et le retrait, et évaluation de la performance sismique des sous-variantes considérées;
7. Analyse et discussion des résultats obtenus et dégagement de l'effet des phénomènes du retrait et du fluage sur les piles de ponts avant le séisme et sur leurs performances sismiques.

Limites de l'étude

Le présent projet de recherche se limite à étudier le comportement sismique des ponts droits réguliers et isolés à la base sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Uniquement un cas de pont à deux travées soutenues par un portique à trois colonnes rectangulaires formant un cadre rigide dans la direction transversale du pont est considéré dans cette étude. À cause de la grande quantité de calculs nécessaires pour les analyses dynamiques non linéaires, la variation de plusieurs paramètres qui affectent considérablement l'effet des phénomènes dépendant du

temps du béton se trouve hors de portée de cette recherche, comme la géométrie du pont, le type de pile, la rigidité du chevêtre et le type du ciment. La variation des caractéristiques et de la répartition du système d'isolation ne sont pas également prises en considération. Néanmoins, la présente recherche jette les jalons et présente une approche pour effectuer une telle étude paramétrique dans le but de dégager des conclusions plus générales et plus complètes en réponse à la problématique posée.

Organisation du mémoire

Le mémoire s'articule en cinq chapitres en plus de la présente introduction, permettant de concrétiser l'objectif cible de cette recherche. L'organigramme présenté dans la figure 0.1 ci-après montre l'organisation du mémoire.

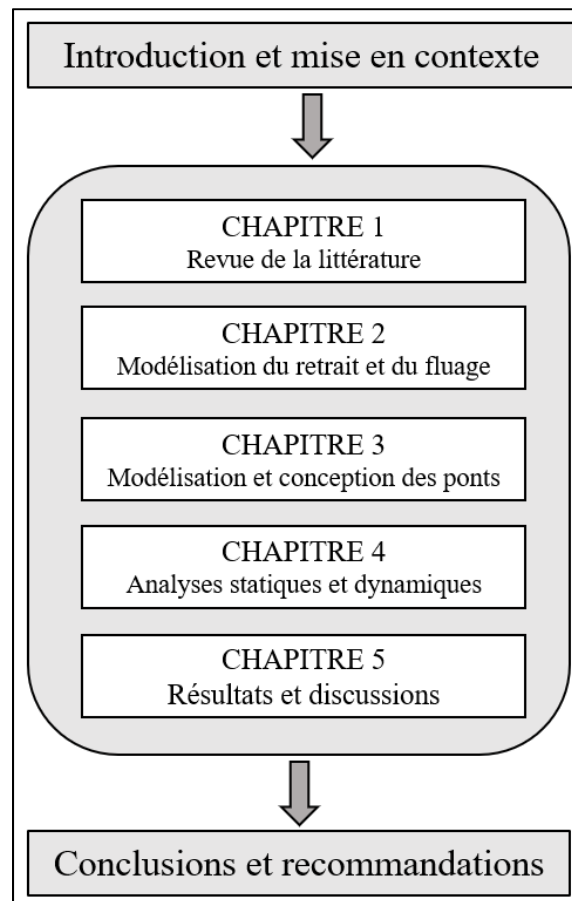


Figure 0.1 Organisation du mémoire

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre présente une revue d'études antérieures portant principalement sur les phénomènes du retrait et du fluage, leur modélisation ainsi que leur relation avec l'armature minimale des piles spécifiée par les codes des ponts routiers.

1.1 Généralité

1.1.1 Types de comportement et conception basée sur la performance

Lors de fortes secousses sismiques, plusieurs types de ruptures peuvent survenir dans les piles de ponts. Généralement, les ruptures peuvent être associées à deux types de comportements. Le premier est le comportement fragile comme pour les ruptures en cisaillement, qui sont généralement causées par le manque d'armatures transversales ou le chevauchement des barres au niveau de la zone de formation de la rotule plastique. Le deuxième est le comportement à ductilité limitée comme pour les ruptures en flexion-cisaillement, lesquelles peuvent survenir lors de la réduction rapide du taux d'armature longitudinale hors de la zone de rotule plastique (Garneau, 2015). Les différents comportements hystérétiques caractérisant les types de ruptures sont présentés dans la figure 1.1.

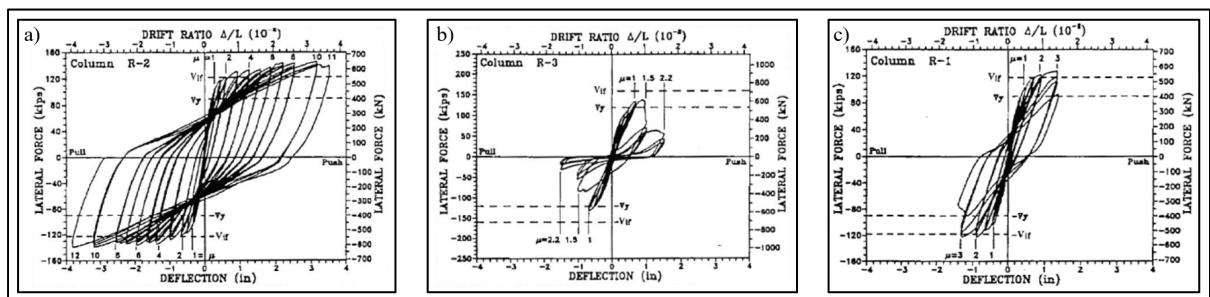


Figure 1.1 Résultats d'essais cycliques quasi-statiques en laboratoire sur des colonnes rectangulaires d'aspect H/D=2 présentant différents types de comportement
(a) Comportement adéquat; (b) Comportement fragile; (c) Comportement à ductilité limitée
Adaptée de Priestley et al. (1994)

Les dommages causés par les tremblements de terre des dernières décennies ont mis en évidence que le comportement et le niveau d'endommagement des structures sont plutôt dictés par la demande en déformations inélastiques de leurs éléments ductiles et non par le niveau de force sismique sollicitant la structure (Garneau, 2015). Depuis les années 1970, les codes de conception parasismique n'ont cessé d'évoluer pour refléter l'avancement des connaissances dans le domaine. Au début des années 1990, l'introduction et l'adoption du concept de la conception basée sur la performance (CBP) a été entamé. Ce type de conception occupe désormais une place prépondérante dans les nouveaux codes des ponts (Canadian Standards Association, 2014).

L'approche de la conception basée sur la performance consiste à déterminer le niveau d'endommagement et de service de la structure à la suite d'un séisme majeur et de séismes de moindre importance. La performance sismique d'une structure est qualifiée selon plusieurs échelons graduels allant d'aucun dommage et la pleine fonctionnalité à la ruine et la perte totale de la structure, renseignant sur les moyens qui seront nécessaires à une remise en fonction du pont (Gauron, Saidou, Busson, & Paultre, 2014).

1.1.2 Les différents concepts de dimensionnement parasismique

Généralement on distingue trois concepts de dimensionnement parasismique tel que résumé dans la figure 1.2. Ces concepts sont les suivants (Gauron et al., 2014) :

- le dimensionnement élastique : la structure est conçue pour demeurer élastique en cas de séisme. Cependant, lorsque le séisme atteint la pleine capacité de la structure, une redistribution des efforts peut se produire, qui peut être très différente de la distribution attendue à l'étape de conception;
- le dimensionnement basé sur le calcul à la capacité : permet de diminuer la demande sismique tout en concevant les zones de formation de rotules plastiques de façon à présenter un comportement ductile lors d'un séisme;
- l'isolation sismique à la base : consiste à découpler les mouvements du sol de la superstructure, via le recours des appareils d'appuis spéciaux, dits isolateurs sismiques. En

ce faisant, la demande sismique en force est grandement réduite de sorte que, le cas échéant, l'ouvrage demeure élastique et pleinement opérationnel après le séisme.

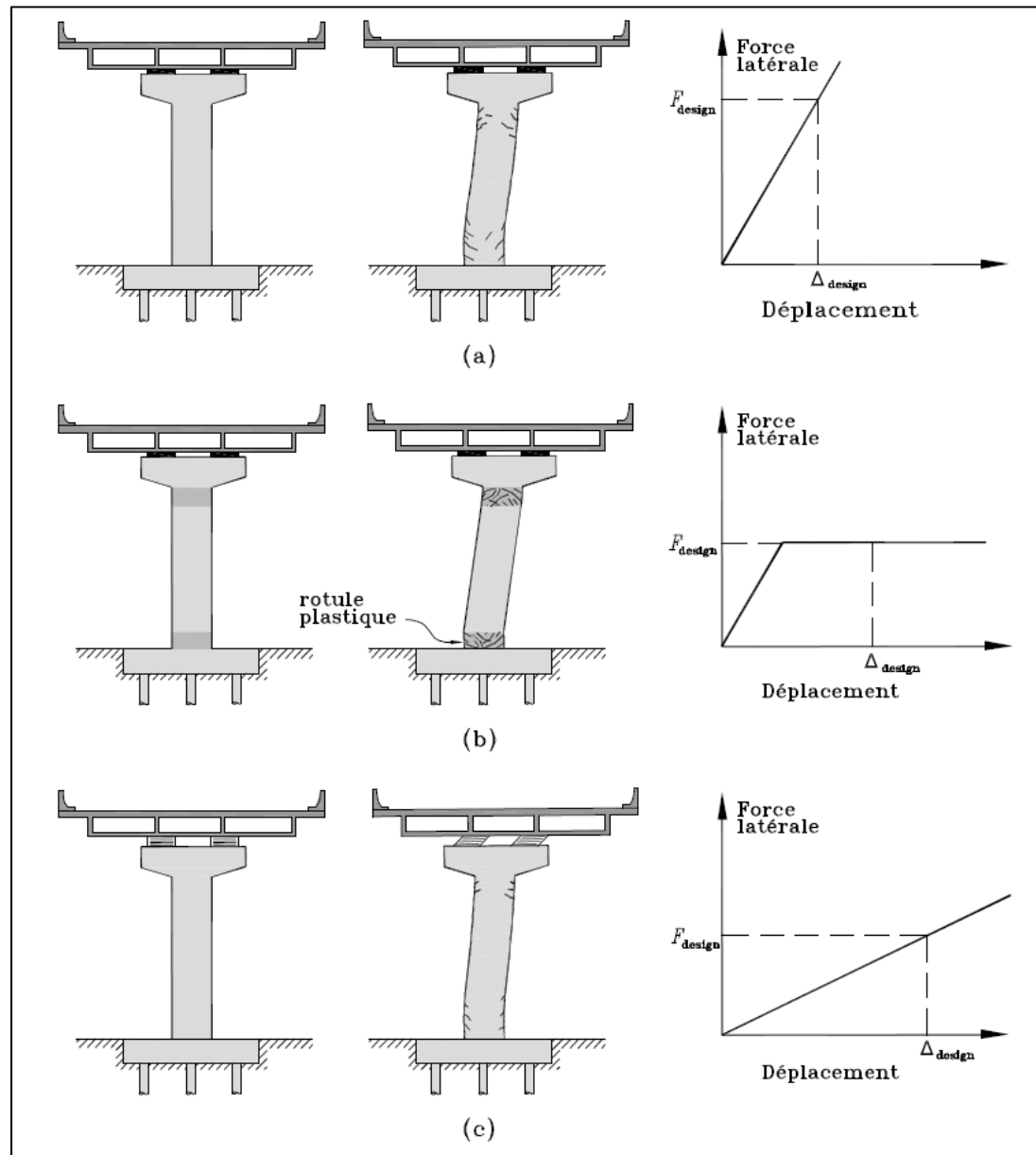


Figure 1.2 Comparaison des trois méthodes de conception parasismique
 (a) Dimensionnement élastique; (b) Dimensionnement ductile;
 (c) Isolation sismique à la base
 Tirée de Gauron et al. (2014)

1.1.3 Isolation à la base

L'isolation sismique est une technique de modification de la réponse qui réduit les effets des tremblements de terre sur les structures. Cette technique consiste à découpler le mouvement de la structure de celui du sol. Ainsi, les périodes fondamentales de la structure sont écartées de la plage des périodes prédominantes du séisme. Cela conduit à une réduction substantielle des forces sismiques (Buckle, Constantinou, Diceli, & Ghasemi, 2006; Guizani 2003; Guizani, 2007; Guizani & Chaallal, 2001).

Le découplage est obtenu en interposant des dispositifs mécaniques, avec des rigidités très faibles, entre la superstructure et la sous-structure. Ces dispositifs sont appelés des isolateurs sismiques. De ce fait, lorsqu'un pont isolé à la base est soumis à un séisme, la déformation inélastique se concentre au niveau des isolateurs sismiques, plutôt que dans les éléments de la sous-structure. Cela entraîne une réduction, voire même une annulation de la demande en ductilité des principaux éléments structuraux. Cette technique de protection sismique est de plus en plus utilisée dans le monde (Saidou, 2012).

Un isolateur sismique doit posséder un certain nombre de caractéristiques afin d'assurer son efficacité, notamment (Guizani, 2003; Saidou, 2012) :

- une flexibilité latérale pour allonger la période de vibration du pont afin de réduire les forces sismiques au niveau de la sous-structure;
- une capacité portante verticale et une rigidité verticale, convenables;
- un système de dissipation d'énergie pour limiter les déplacements relatifs entre la superstructure au-dessus de l'isolateur et la sous-structure en dessous;
- une capacité de recentrage assez grande afin de ramener la structure à sa position d'équilibre;
- une rigidité latérale adéquate pour les charges non sismiques tout en tenant compte des effets environnementaux tels que la dilatation thermique, le fluage, le retrait et le raccourcissement induit par la précontrainte.

Les isolateurs sismiques peuvent généralement être classés dans deux catégories, ceux qui utilisent des composants élastomères et ceux qui utilisent des composants glissants. La majorité des isolateurs des ponts sont à base d'élastomère, avec ou sans noyau en plomb. Ceci découle de leurs faibles coûts de fabrication, d'installation et d'entretien, ainsi que leur configuration semblable à celle des appuis conventionnels de pont. Des isolateurs glissants sont également utilisés dans l'isolation sismique à la base des ouvrages d'art. Le pendule à friction est le système d'isolation sismique glissant le plus répandu dans le monde (Gauron et al., 2014).

1.1.4 Armature longitudinale minimale dans les piles de ponts

Le taux minimum d'armature longitudinale dans les piles de ponts est un problème couramment énoncé, car ce taux n'est pas fixé à une valeur bien précise et dépend des exigences qui diffèrent d'un pays à l'autre. À titre d'exemple, les codes parasismiques fixent cette limite à 1 % aux États-Unis (AASHTO 2014) et à 0,8 % au Canada (CSA-S6-14), en Europe (Eurocode 8) et en Nouvelle-Zélande (NZ3-101). En revanche, le code parasismique au Japon autorise un seuil minimal de 0,5 % (Chiomento, 2012).

D'après Ziehl, Cloyd, & Kreger (1998), deux raisons sont principalement proposées afin d'établir une limite inférieure pour les aciers longitudinaux. La première est développée sur la base de la limitation de la taille des fissures de tension dans la colonne de béton. Cette justification ne repose pas sur les effets de fluage et de retrait. La seconde est basée sur la prévention de la déformation passive de ferrailage longitudinal. Une déformation passive se produira lorsque la charge est transférée progressivement du béton à l'acier au fur et à mesure que le béton se déforme sous une charge axiale soutenue et c'est le cas qui nous intéresse le plus dans le présent rapport parce qu'il est en lien avec le fluage et le retrait.

1.1.4.1 Évolution du taux minimum d'armature longitudinale dans le code Canadien

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6 a beaucoup évolué durant les 40 dernières années, notamment en termes des exigences relatives à l'armature longitudinale minimale dans les colonnes. Le tableau 1.1 ci-après présente une synthèse de l'évolution des valeurs du taux minimum d'armature longitudinale dans les piles de ponts au Canada au cours des dernières décennies.

Tableau 1.1 Évolution du taux minimum d'armature longitudinale dans le code canadien CSA-S6

CSA-S6	Pourcentage de $\rho_{\min}$
1974, 1978, 1988	1 %
2000	1 %
2006	0,8 %
2014	0,8 %
2019	0,8 %

1.1.4.2 Performance sismique des piles de ponts faiblement armées

Plusieurs problèmes liés à la performance sismique peuvent être observés au niveau des colonnes de ponts avec faibles rapports de renforcement longitudinal. Parmi ces problèmes, on peut citer les suivants (Priestley et al., 1996) :

- a) la longueur effective de la rotule plastique risque d'être comprimée, car cette longueur est proportionnelle au diamètre de la barre longitudinale. De ce fait, des courbures locales élevées avec des contraintes de traction excessives au niveau du renforcement peuvent se développer;
- b) la rigidité en traction entre les fissures peut entraîner une augmentation significative de la rigidité de la section fissurée élastique, attirant une force de cisaillement disproportionnée par rapport à la résistance et entraînant des dommages précoces.

Généralement, les modes de rupture les plus observés sont la rupture en cisaillement et la rupture en flexion.

Priestley et al. (1996) ont étudié la réponse en flexion ductile des colonnes circulaires avec de faibles rapports d'acier (1 % et 0,5 %) ainsi que l'influence du rapport de renforcement longitudinal sur la résistance au cisaillement. Ils ont conclu que la limite inférieure du rapport de renforcement longitudinal pour les colonnes de ponts circulaires exigé par les règles de conception de l'American Concrete Institute (ACI) de 1 % pourrait être réduite en toute sécurité à 0,5 %.

Khaled (2010) a réalisé une série d'études expérimentales portant sur l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques sur le comportement des piles de ponts conventionnels. L'auteur a mis à l'essai quatre colonnes rectangulaires avec des taux d'armatures longitudinales de 0,41 %, 0,57 %, 0,97 % et 1,72 %. Les résultats de ses recherches ont montré la possibilité de réduire le taux d'armature longitudinale minimale dans les piles de ponts à 0,5 %. En effet, ceci est possible, lorsqu'un confinement adéquat des zones de rotules plastiques est assuré, afin de garantir une dissipation de l'énergie sismique par un comportement stable et ductile.

Chiomento (2012) a étudié la vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires sous armées dans l'Est Canadien. L'auteur a démontré qu'un rapport d'armature longitudinal inférieur à 0,5 % n'est pas forcément synonyme de déficience si un bon confinement est assuré. En outre, il a conclu qu'il est possible d'abaisser la borne inférieure d'armature longitudinale de 0,8 % imposée par le CSA-S6-06.

Moradiankhabiri (2016) a mené un projet de recherche visant à étudier la performance sismique des piles des ponts réguliers isolés à la base et faiblement armées. Dans ce contexte, des analyses sismiques des ponts isolés à la base ont été effectuées. Ces analyses ont montré que même avec un pourcentage d'armature longitudinale de 0,5 %, inférieur à la limite exigée par le code canadien sur le calcul des ponts routiers, le comportement des colonnes a été conforme aux exigences de performance du code. En effet, les piles n'ont pas subi de

dommages significatifs avec des déformations demeurant élastiques et/ou à la limite des incursions très limitées dans le domaine inélastique. Mentionnons que la valeur minimale du taux de renforcement en armatures longitudinales est d'une importance plus accentuée pour les ponts isolés à la base que les ponts conventionnels.

1.2 Les phénomènes du retrait et du fluage

Le fluage et le retrait dans les structures en béton armé sont des phénomènes à propos desquels il existe une incertitude dans la prédiction, due à une compréhension incomplète et à des ambiguïtés dans les données à utiliser pour les modèles de prévision. Cette section présente une brève description de ces deux phénomènes, de leurs effets et des principaux paramètres qui les affectent.

1.2.1 Le retrait

Le retrait est un phénomène qui correspond à une contraction volumétrique du béton lors du séchage. Il se développe dans les trois directions. En général, on ne l'exprime que sous la forme d'une déformation linéaire. En effet, les éléments structuraux ont, dans la plupart des cas, une ou deux dimensions plus petites que la troisième; où les effets du retrait sont les plus sensibles (Aitcin, 1998).

1.2.1.1 Origine du retrait

Le béton est un matériau poreux, avec des pores de taille comprise entre 10^{-6} et 10^{-9} m. Les tensions capillaires augmentent considérablement au fur et à mesure du séchage des plus grands pores. Ces tensions induisent une compression du squelette solide. À cet effet, le béton se déforme lorsqu'il est soumis à des actions thermiques et hydriques (Wittmann, 1982).

Actions thermiques

- en raison des variations de température appliquées à la surface;
- en raison de la chaleur produite dans la masse du béton par l'hydratation du ciment.

Actions hydriques

- en raison des variations de l'humidité externe;
- en raison des variations de l'humidité interne (auto-dessiccation due à l'hydratation du ciment).

En se basant sur les origines du retrait citées ci-dessus, on peut en distinguer les différents types suivants (Aitcin, 1998) :

1. Le retrait plastique : lors du bétonnage jusqu'à la prise initiale, dû au séchage trop rapide de la surface du béton;
2. Le retrait d'auto-dessiccation ou endogène : au cours des 24 heures qui suivent le bétonnage, lié à la contraction du béton en cours d'hydratation;
3. Le retrait de séchage ou retrait de dessiccation : durant une période de temps qui peut s'étirer sur plusieurs mois. Il se développe dans le béton durci;
4. Le retrait thermique : il est lié à la diminution de la température du béton au moment de sa prise à la suite de la réaction d'hydratation de la pâte de ciment hydratée;
5. Le retrait de carbonatation : il est lié aux réactions de carbonatation des constituants du ciment. Cette réaction entraîne la contraction du béton situé en surface.

Dépendamment des conditions environnementales auxquelles il est exposé, le béton peut subir plusieurs types de retrait, et ce, de l'état plastique à l'état durci. Néanmoins, uniquement deux types de retrait ont un effet important à l'échelle structurale, à savoir le retrait endogène et le retrait de séchage (Bastien Masse, 2010). Ce sont donc ces deux types de retrait qui ont été retenus pour la suite de cette étude.

1.2.2 Le fluage

On appelle fluage l'augmentation graduelle de la déformation au cours du temps d'un matériau sollicité par une contrainte maintenue constante (σ_0).

1.2.2.1 Origine du fluage

Le béton présente un comportement viscoélastique prononcé pendant le chargement et immédiatement après. Ce comportement viscoélastique a tendance à diminuer avec le temps. Ainsi, après plusieurs années, la déformation sous contrainte soutenue tend à atteindre une valeur limite. Ce comportement viscoélastique est appelé fluage (Ziehl et al., 1998). Le fluage est donc l'augmentation progressive de la déformation d'un élément structural soumis à une certaine charge sur une période de temps. Lorsque le béton est chargé en compression, une déformation élastique se développe instantanément. Si cette charge se poursuit sur l'élément, une déformation de fluage se développe avec le temps (Acker & Ulm, 2001).

Deux types de fluage sont généralement discutés :

- le premier est appelé fluage de base ou fluage propre : il s'agit d'un fluage qui se produit sans échange d'humidité;
- le deuxième type est le fluage par séchage : ce type de fluage peut être considéré comme un retrait accru par la contrainte appliquée.

1.2.3 Les principaux types du retrait et du fluage

Comme indiqué précédemment, les déformations différées des bétons sont conventionnellement séparées en quatre déformations élémentaires d'origine physico-chimique comme illustrée dans la figure 1.3.

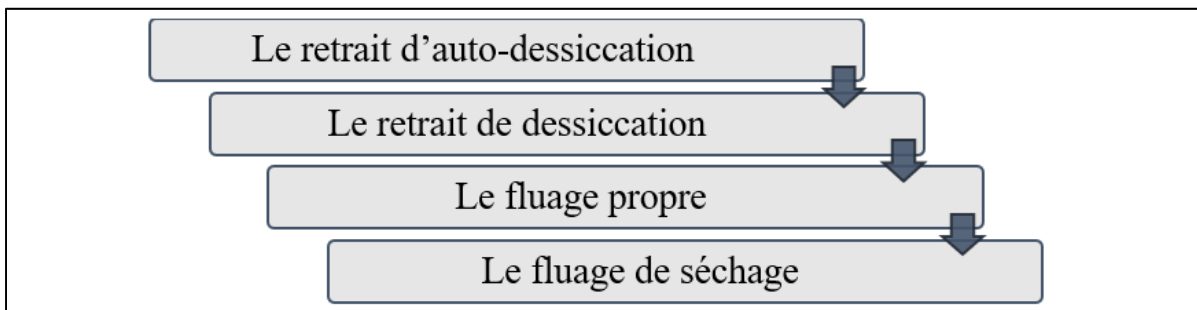


Figure 1.3 Déformations différées des bétons

Le retrait d'auto-dessiccation ou endogène se produit pendant l'hydratation du ciment lorsqu'il n'y a pas d'échange hydrique avec le milieu ambiant. C'est la conséquence d'une contraction d'origine chimique dite la contraction de Le Chatelier. Cette contraction est due au fait que le volume des hydrates formés lors de la prise du ciment, les C-S-H ou silicates de calcium hydratés, est d'environ 20 % plus faible que le volume du ciment anhydre et de l'eau de départ. D'après la loi de Kelvin-Laplace, lors de la consommation de l'eau libre capillaire, une diminution de l'humidité interne se produit, ce qui conduit à une tension interne de la pâte de ciment inversement proportionnelle au diamètre des capillaires. Cette tension va provoquer une variation de volume d'autant plus importante que le diamètre des pores est faible. Ces tensions internes peuvent provoquer une micro-fissuration et une redistribution interne des contraintes (Pons & Torrenti, 2008).

Le retrait de dessiccation ou de séchage se produit lorsque le béton est soumis au séchage. Il est lié au déséquilibre hygrométrique avec le milieu ambiant. Le départ de l'eau vers l'extérieur entraîne la contraction du squelette solide. Le retrait de séchage est un phénomène localisé qui se développe en premier à la surface du béton puis progresse vers l'intérieur. Ce type de retrait provoque l'apparition d'un fort gradient hydrique qui tend à créer des déformations différentielles incompatibles entre elles (Serre, 2015).

Le fluage propre est défini comme étant la réponse du béton sous chargement mécanique constant dans le temps et lorsqu'il n'y a pas d'échange hydrique avec le milieu extérieur. Ainsi, cette déformation est proportionnelle à la contrainte appliquée (Serre, 2015).

Le fluage de séchage ou de dessiccation : les travaux expérimentaux de Pickett (1942) ont mis en évidence l'existence d'un excès de fluage lors du séchage d'une éprouvette chargée, par rapport à une éprouvette en équilibre. Ce phénomène est généralement appelé effet Pickett ou fluage de dessiccation (Daviau-Desnoyers, 2015). Cet effet est montré dans la figure 1.4.

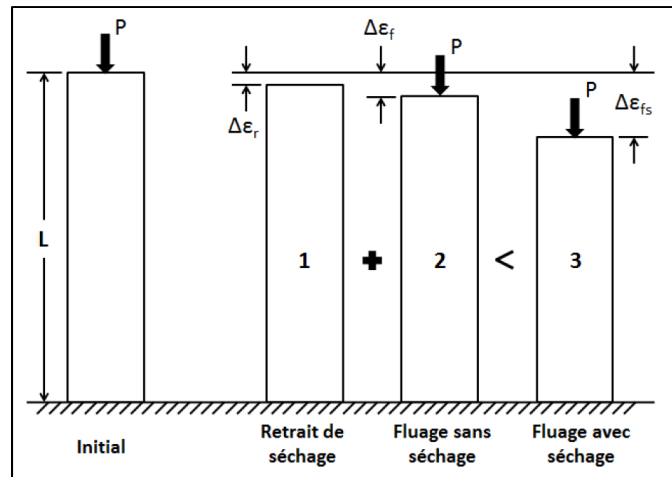


Figure 1.4 Effet de Pickett
Tirée de Daviau-Desnoyers (2015)

Ce type de fluage se produit lorsque la déformation du béton est due à des effets simultanés de chargement mécanique stationnaire et d'un échange hydrique avec l'extérieur. La déformation de fluage de dessiccation peut atteindre 4 fois la déformation du fluage propre (Serre, 2015).

La courbe 1.5 ci-dessous présente les quatre phénomènes primordiaux des déformations différées du béton :

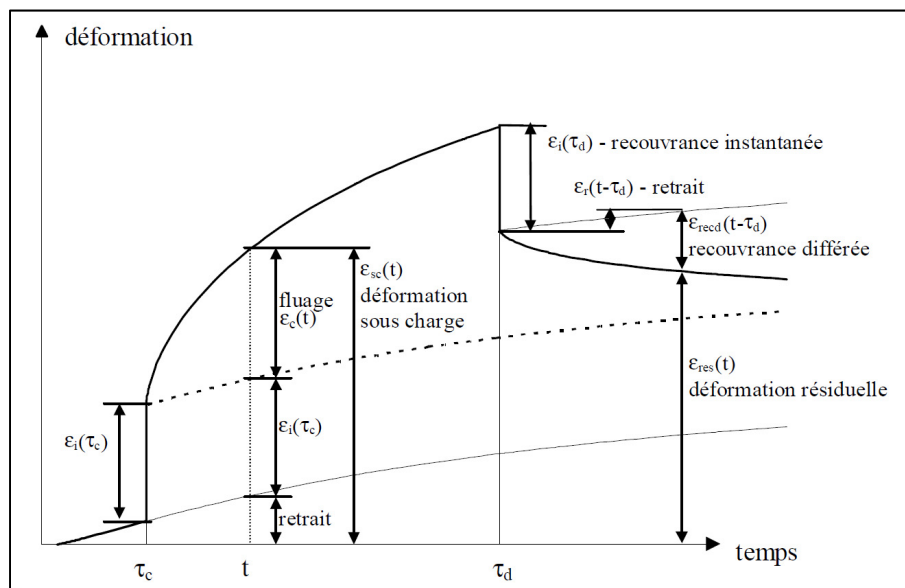


Figure 1.5 Phénomènes des déformations différées du béton
Tirée de Pons & Torrenti (2008)

Séparation conventionnelle des déformations différées (Pons & Torrenti, 2008) :

- la courbe inférieure représente la déformation de retrait libre, c'est-à-dire celle qu'aurait eu le béton en l'absence de tout chargement mécanique;
- au temps τ_c une charge constante est appliquée sur un béton durci, le béton va subir une déformation instantanée $\varepsilon_i(\tau_c)$;
- la courbe en trait pointillé représente le retrait sous l'effet d'une charge appliquée en l'absence du fluage;
- la déformation de fluage rajoute une déformation complémentaire $\varepsilon_c(t)$ afin d'atteindre la déformation sous charge totale $\varepsilon_{sc}(t)$;
- si un déchargement est effectué au temps τ_d , une recouvrance instantanée $\varepsilon_i(\tau_d)$ et une recouvrance différée sont observées.

La récupération instantanée est un retour de déformation instantanée (c'est un recouvrement élastique) et la recouvrance différée est la continuité de retour de déformation instantanée qui se poursuit en se ralentissant dans le temps. Cela s'explique par la tendance du matériau à recouvrer son état d'origine (Pons & Torrenti, 2008).

1.2.4 Effet du retrait et du fluage

Les effets du retrait et du fluage se matérialisent généralement sous forme de fissures. Ces fissures ne nuisent pas seulement à l'apparence du béton, mais elles favorisent aussi la pénétration d'agents agressifs dans le béton et accélèrent la corrosion des armatures. Structurellement, les propriétés dépendantes du temps du béton peuvent entraîner la redistribution interne des contraintes qui peut conduire à la déformation de la structure (Daviau-Desnoyers, 2015).

1.2.4.1 Les paramètres affectant le retrait et le fluage

Plusieurs paramètres peuvent influencer les phénomènes de retrait et de fluage et sont classés généralement en trois familles principales : les paramètres liés à la composition; les paramètres environnementaux et les paramètres liés à la conception (Serre, 2015). Ces paramètres sont présentés dans les tableaux 1.2 à 1.4 ci-après.

Tableau 1.2 Paramètres liés à la composition

Type de ciment	Le type de ciment influence l'intensité du retrait endogène dans la pâte de ciment, ainsi que le fluage au moment du chargement.
Rapport E/C	La diminution du rapport E/C entraîne une augmentation du retrait endogène, ainsi qu'une diminution du retrait de dessiccation et du fluage ultime.
Fumée de silice	La fumée de silice a pour effet d'augmenter le retrait endogène et de diminuer le retrait de séchage et le fluage.
Granulats	La quantité et le type de granulats influencent les déformations différées et cette influence est plus grande en condition de dessiccation qu'en condition endogène.
Adjuvants	Le type et le dosage des adjuvants augmentent les déformations de retrait et ils ont tendance aussi à augmenter le fluage propre.

Tableau 1.3 Paramètres environnementaux

Humidité	L'humidité relative de l'air ambiant est l'un des paramètres prépondérants dans l'évolution du retrait et du fluage de dessiccation. En effet, dès qu'il y a un déséquilibre hydrique entre le cœur du béton et le milieu ambiant, des mouvements d'eau sont initiés afin d'enrayer ce déséquilibre.
Température	La température du milieu ambiant influence les déformations différées du béton. En revanche, cette influence est importante pour les cas extrêmes de températures élevées ($> 30^{\circ} \text{C}$), dans des gammes de températures « normales » d'utilisation, 15 à 25°C , l'effet de la température ne sera pas important.

Tableau 1.4 Paramètres liés à la conception et à la structure

Géométrie	Le séchage dépend de la dimension de l'élément en béton par rapport à ses possibilités d'échange avec le milieu extérieur qui se traduit par l'effet d'échelle. Ce dernier est généralement caractérisé par le rapport de la section de béton par le périmètre de cette section en contact avec l'ambiance.
Mûrissement	Le mûrissement a une influence considérable sur le développement du retrait endogène et du retrait de séchage. Dans le cas d'une cure humide, il n'y a pas de retrait aussi longtemps que le mûrissement est effectué.
Niveau de contrainte	Le niveau de contrainte est le rapport entre la contrainte réelle appliquée sur l'éprouvette et sa résistance à la compression et il influence de manière caractéristique sur la réponse de fluage du matériau.
Âge du matériau	Le béton est un matériau viscoélastique linéaire vieillissant. En effet, sa réponse en déformation diminue avec l'âge.
Durée du chargement	Troxell, Raphael, & Davis (1958) ont étudié les déformations dues au fluage pour une période de chargement de 20 ans et ont constaté que 25 % du fluage total a eu lieu durant les deux premières semaines, 50 % durant les deux premiers mois et 75 % durant la première année.

Tous les paramètres cités ci-dessus peuvent affecter le retrait et le fluage dans le béton. De nos jours, ces facteurs sont bien reconnus, mais c'est leur effet sur l'intensité des phénomènes de retrait et de fluage qui reste difficile à prédire. Le tableau 1.5 ci-après récapitule de manière qualitative l'influence des paramètres prépondérants dans l'évolution du retrait et du fluage (adapté de Pons & Torrenti, 2008; Serre, 2015).

Tableau 1.5 Influence des paramètres prépondérants dans l'évolution du retrait et du fluage

	Retrait				Fluage			
	Endogène		Dessiccation		Propre		Dessiccation	
	Cinétique	Final	Cinétique	Final	Cinétique	Final	Cinétique	Final
Type de ciment	++	++	+	+	+	+	+	+
Rapport E/C	++	++	+	+	=	=	++	++
Granulats	++	++	++	++	++	++	+	=
Humidité relative	0	0	+	++	0	0	+	++
Température	+	+	+(*)	++(*)	+(*)	+(*)	++(*)	++(*)
Effet d'échelle	0	0	++	+	0	0	++	+
Mûrissement	++	++	+	+	=	=	0	0
Âge du matériau	0	0	=	=	++	++	=	++
++ Grande Influence + Influence notable = Peu ou pas d'influence 0 Non concerné (*) Températures très élevées								

1.3 Relation entre le taux d'armature longitudinale et le comportement temporel du béton

Les études effectuées afin de déterminer l'effet du retrait et du fluage sur les colonnes en béton armé ont débuté aussi tôt que les années 1930 à l'Université de Californie. Les études les plus importantes ont été effectuées à l'Université de l'Illinois et à l'Université Lehigh. Ci-après un résumé de ces études :

Davis & Davis (1931)

L'objectif déclaré de leur étude était de déterminer l'effet du ferrailage sur le fluage du béton et l'effet du fluage du béton sur la contrainte exercée sur le ferrailage.

Davis et Davis ont testé au total huit colonnes à échelle réduite. Toutes les colonnes avaient un diamètre de 254 mm et une hauteur de 508 mm, et présentaient un taux d'armature longitudinale et une condition de charge variable. Deux spécimens étaient non renforcés, deux étaient renforcés avec 1,9 % d'acier longitudinal conjointement avec un renforcement en spirale de 1,33 %, et quatre spécimens étaient des spécimens de contrôle sans charge appliquée.

Les colonnes ont été stockées et chargées (sous charge axiale constante) dans une atmosphère contrôlée dans laquelle la température était maintenue constante à 21° C et l'humidité relative maintenue à 50 %.

Les conclusions importantes de cette recherche sont les suivantes :

- pour les colonnes non renforcées, la déformation sous l'effet de fluage et de retrait combinés après 18 mois était environ six fois plus importante que la déformation instantanée, survenant à l'application de la charge;
- pour les colonnes renforcées, la déformation sous l'effet de fluage et de retrait combinés après 18 mois était environ quatre fois supérieure à la déformation instantanée;
- les contraintes enregistrées dans l'acier longitudinal sont de :
 - 39,3 MPa pour la contrainte due à la déformation instantanée;
 - 78,6 MPa pour la contrainte due au fluage;
 - 91,1 MPa pour la contrainte due au retrait;
 => la variation totale de la contrainte de l'acier est de 209 MPa;
- la limite d'élasticité de l'acier doit être prise en compte lorsque les colonnes sont soumises principalement à une charge permanente et à des conditions entraînant un retrait important.

Les conclusions de cette étude supposaient que le fluage et le retrait pouvaient être traités séparément. Par conséquent, tout changement de longueur non attribué à un retrait était supposé être dû au fluage sous charge soutenue.

Richart & Staehle (1931)

Dans le cadre de leur étude, Richart et Staehle ont testé 108 colonnes en béton armé. Toutes les colonnes avaient un diamètre extérieur de 210 mm et sont renforcées avec des taux d'armatures longitudinales de 1,5 %, 4 % et 6 %.

Tous les spécimens ont été fabriqués et ont subi leur cure dans un laboratoire où la température de l'air varie de 21 à 32° C et l'humidité relative varie de 40 % à 90 %. Ces spécimens ont été conservés dans ce laboratoire pendant 56 jours avant leur chargement.

Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes :

- les colonnes légèrement renforcées à 1,5 % présentaient la plus forte variation de la contrainte de l'acier. Les colonnes les plus fortement renforcées (6,0 %) présentaient la plus faible variation de la contrainte de l'acier. Il a été supposé que cela était dû au fait qu'une certaine quantité de fluage diminue beaucoup plus rapidement la contrainte du béton dans les colonnes avec une grande quantité de ferrailage longitudinal que dans celles avec une petite quantité;
- une action plus importante a été observée pour les colonnes stockées dans des conditions ambiantes, par opposition à celles stockées dans un endroit très humide;
- le module d'élasticité des spécimens stockés dans un endroit avec un taux d'humidité élevé augmentait considérablement avec le temps. Cela a été proposé comme explication possible de la raison pour laquelle les spécimens stockés dans des conditions ambiantes présentaient plus de fluage sous charge que les spécimens stockés dans des endroits très humides.

Lyse & Slater (1932)

Lyse et Slater ont étudié principalement l'influence de la résistance du béton sur le retrait et le fluage pour les colonnes en béton armé en se basant sur les modèles de colonnes testées par Richart & Staehle (1931).

Les conclusions significatives de leur recherche se résument comme suit :

- la déformation due au fluage sous charge soutenue était légèrement supérieure pour les colonnes avec du béton de résistance supérieure;
- le taux de fluage était plus important pour les colonnes présentant les pourcentages de renforcement longitudinal les plus faibles;
- pour les colonnes avec la même résistance de béton, la moindre quantité d'acier longitudinal a entraîné le plus grand retrait.

Aux Etats-Unis, Ziehl et al. (1998) ont mené un projet de recherche portant sur l'évaluation des exigences minimales de renforcement longitudinal pour les poteaux en béton armé en tenant compte des effets du retrait et du fluage. L'objectif de leur recherche était de déterminer le comportement des poteaux en béton armé qui sont renforcés avec un taux d'armature longitudinal inférieur à 1 %, celui requis par les spécifications standard de l'AASHTO pour les ponts routiers «American Association of State Highway and Transportation ». Dans le cadre de leurs travaux, les auteurs ont mis à l'essai 38 colonnes circulaires de diamètres 0,2 m et de longueur 1,2 m. Ces colonnes varient en fonction des résistances du béton, des rapports de renforcement et de l'application concentrique ou excentrique des charges axiales. Toutes les colonnes étudiées avaient des pourcentages de renforcement inférieurs à 1 % et ont été chargées pendant plus de 12 mois. Ensuite, une comparaison des résultats expérimentaux avec des réponses à long terme prédites par la méthode analytique recommandée par le comité ACI 209, a été réalisée par les chercheurs. À l'issue de leurs recherches qui sont basées principalement sur des études expérimentales, une limite de renforcement minimale de 0,5 % pour les colonnes de ponts a été recommandée. Cette limite a pour rôle d'empêcher la déformation passive de l'acier longitudinal. Peu de justification du ratio recommandé a été donnée.

Il existe peu de recherches consacrées à l'influence du taux de ferrailage sur le retrait et le fluage du béton, et les recherches précédentes sont principalement basées sur une dérivation théorique ou un calcul approximatif. Sun, Xue, Qu, & Zhao (2019) ont étudié le retrait et le fluage du béton avec différents rapports de renforcement. Dans le cadre de leur recherche, ils ont étudié les performances du retrait et du fluage du béton à partir des essais de 15 spécimens de poutres en béton armé (10 poutres pour le retrait et 5 poutres pour le fluage) avec différents ratios de ferrailage (0 %, 0,5 %, 1 %, 2 % et 3,9 %) pendant 200 jours. La figure 1.6 résume les résultats obtenus sous la forme des courbes.

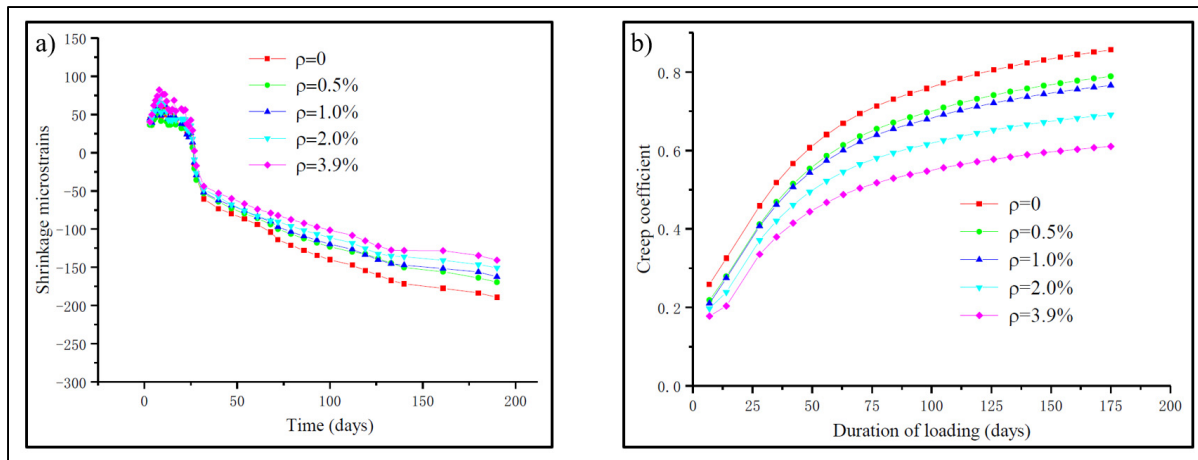


Figure 1.6 Étude expérimentale du fluage et du retrait du béton armé avec influence du taux d'armature (a) Courbe de déformation de retrait et (b) Courbe de coefficient de fluage
Adaptée de Sun et al. (2019)

Les chercheurs ont conclu que :

- les barres d'armature ont efficacement restreint le retrait du béton et l'effet de restriction augmente considérablement avec l'augmentation du taux de renforcement;
- par rapport au béton non armé, la déformation de retrait de la poutre avec des taux de renforcement de 0,5 %, 1,0 %, 2,0 % et 3,9 % diminue de 10 %, 14 %, 20 %, 25 %, respectivement à 200 jours;
- le coefficient de fluage augmente plus rapidement au jeune âge que plus tard. Un taux de renforcement élevé peut inhiber efficacement le développement du fluage;
- les déformations de fluage et de retrait pour un béton armé pourvu d'un taux d'armature élevé sont beaucoup plus faibles que celles d'un béton non armé.

1.4 Les différents modèles du retrait et du fluage

Puisque les phénomènes de fluage et de retrait d'une structure en béton doivent être raisonnablement prédits, des lois constitutives appropriées, qui relient la déformation aux différents paramètres affectant ces phénomènes, sont nécessaires. Ces lois sont aussi appelées modèles mathématiques. Les facteurs influençant le fluage et le retrait qui doivent être pris en compte lors de leur prédiction peuvent être intrinsèques ou extrinsèques :

- les facteurs intrinsèques sont ceux qui sont fixés une fois pour toutes lorsque le béton est coulé. Ils comprennent la résistance de calcul, le module d'élasticité du granulat, la fraction volumique du granulat dans le mélange de béton, la taille maximale du granulat, le rapport eau / ciment, les propriétés de classement et minéralogiques du granulat, le type de ciment, etc;
- les facteurs extrinsèques sont ceux qui peuvent être modifiés après le coulage du béton; ils incluent la température, la teneur en eau des pores, l'âge au chargement, etc.

1.4.1 Formulations mathématiques de la fonction du fluage et du retrait

Le béton est un matériau viscoélastique dont la déformation totale $\varepsilon(t)$ sous l'effet d'une contrainte constante appliquée à l'âge t' est exprimé comme suit (Bazant, 1972) :

$$\varepsilon(t) = J(t, t')\sigma + \varepsilon^0(t) \quad (1.1)$$

Où :

- **J (t, t')** : Fonction de complaisance ou la fonction de fluage. C'est une fonction qui représente la déformation (élastique plus fluage) au temps t , causée par une unité de contrainte uniaxiale constante unitaire agissant depuis le temps t' ;
- **σ** : Contrainte uniaxiale;
- **$\varepsilon^0(t)$** : Déformation due au retrait.

Les premiers travaux sur la modélisation mathématique du fluage et du retrait du béton ont montré que ces deux phénomènes s'expriment dans le cas le plus général comme suit :

Le fluage

La forme typique de la fonction $J(t, t')$ est exprimé dans l'équation 1.2 ci-après (Bazant, 1975).

$$J(t, t') = \frac{1}{E(t')} + C(t, t') = \frac{1 + \varphi(t, t')}{E(t')} \quad (1.2)$$

Tel que :

$$\begin{cases} \frac{1}{E(t')} : \text{Complaisance élastique (instantanée);} \\ C(t, t') : \text{Complaisance de fluage (fluage spécifique).} \end{cases}$$

Où $E(t')$ est le module d'élasticité caractérisant la déformation instantanée à l'âge t' , et $\varphi(t, t')$ est le coefficient du fluage.

Bazant & Panula (1978) ont défini la fonction de fluage par un tableau de valeurs directement basé sur des données expérimentales. Ensuite un sous-programme d'interpolation a été utilisé par les chercheurs pour donner toutes les valeurs souhaitées de la fonction de conformité par une formule. Ils ont défini une formule simple du fluage du béton à humidité et état thermique constants (également appelé fluage de base). Cette formule est exprimée comme suit :

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0} + \frac{\phi_T}{E_0} (t_e'^{-m} + \alpha)(t - t')^{n_T} \quad (1.3)$$

Dans laquelle :

- $t_e' = \int \beta_T(t') dt'$, représente l'âge corrigé de l'effet de la température sur le taux d'hydratation et est appelé l'âge réduit ou la période d'hydratation équivalente (ou maturité). t_e' est généralement égal à $(t_0 + \beta_T(t - t_0))$;
- les coefficients ϕ_T , n_T et β_T sont des fonctions empiriques de la température introduite de telle sorte que, à la température de référence T_0 , $\phi_T = \phi_1$, $n_T = n$ et $\beta_T = 1$.

Où, ϕ_1 varie de 3 à 6, $n = \frac{1}{8}$, $m = \frac{1}{3}$, $\alpha = 0,05$ et E_0 est le module asymptotique tel que $E_0 = 1,5$ fois le module d'élasticité conventionnelle pour béton à 28 jours.

Comportement du béton au séchage

Puisque le séchage est un processus régi par la théorie de la diffusion, certaines lois fondamentales qui résultent de la théorie de la diffusion doivent être respectées par les expressions du retrait et de la complaisance moyenne du fluage. La première de ces lois concerne l'effet de taille. La théorie de la diffusion (linéaire et non linéaire) indique que les temps de séchage sont proportionnels au carré de la taille. Ce même type de dépendance de taille doit s'appliquer au retrait puisque la contrainte de retrait libre est en fonction de la teneur en eau interstitielle, laquelle est à son tour fonction de l'humidité des pores. En pratique, la dépendance taille-carré n'est pas exacte, car elle est gâchée par les effets de l'hydratation continue et de la microfissuration, mais elle s'accorde assez bien avec les mesures. Il satisfait également aux conditions limites évidentes dues à la théorie de la diffusion, à savoir que si la taille de la section transversale tend vers l'infini le retrait doit tendre vers zéro (retrait autogène exclu), de même que le fluage de séchage dû à la baisse de l'humidité ambiante (Bazant, 1988).

Retrait

Comme indiqué précédemment plusieurs facteurs intrinsèque et extrinsèque influencent la déformation du retrait. En tenant compte de tous ces paramètres, l'expression mathématique du retrait prend la forme suivante (Bazant, 1988) :

$$\bar{\epsilon}_s(t, t_0) = \epsilon_{sh} k_h S(\theta) \quad (1.4)$$

Avec :

$$\theta = \frac{t - t_0}{\tau_{sh}} \text{ et } \tau_{sh} = C_s \frac{(k_s D)^2}{C_1} \quad (1.4 a)$$

Tel que :

- ϵ_{sh} : Paramètre caractérisant la déformation de retrait finale (typiquement 0,0005-0.0013);
- k_h : Ce paramètre est en fonction de l'humidité ambiante h_e :

$$\text{Empiriquement, } k_h = \begin{cases} 1 - h_e^3 & \text{si } h_e < 0,99 \\ -0,2 & \text{si } h_e = 1,00 \text{ (gonflement dans l'eau)} \end{cases}$$

- **S(θ)** : Fonction donne l'évolution du retrait dans le paramétré temps adimensionnel θ. Elle est définie comme suit :

$$S(\theta) = \left[1 + \left(\frac{\tau_{sh}}{t - t_0} \right)^r \right]^{-1/2r} \quad (1.4 \text{ b})$$

Où :

- **r** : Constante comprise généralement entre 0,75 et 0,95;
- **t₀** : Âge au début du séchage;
- **τ_{sh}** : Temps de séchage nécessaire pour que le carré de la contrainte de retrait atteigne environ la moitié de sa valeur finale;
- **C₁** : Diffusivité du béton au séchage au début du séchage (10 mm²/ jour, comme ordre de grandeur);
- **k_s** : Paramètre de forme, qui peut être calculé à partir de la théorie de la diffusion (k_s = 1 pour une dalle, 1,15 pour un cylindre, 1,25 pour un prisme carré, 1,5 pour une sphère et 1,55 pour un cube);
- **D** : Valeur efficace de la section transversale (en mm). Elle est égale à :

$$D = \frac{2v}{s} \quad (1.4 \text{ c})$$

Où, v est le volume et s la surface de la surface exposée au séchage;

- **C_s** : Constante empirique (prise égale à 0,267 mm²).

Complaisance moyenne du fluage

En présence de séchage, la fonction de complaisance moyenne du fluage est exprimée comme suit (Bazant, 1988) :

$$\bar{J}(t, t') = J(t, t') + \bar{C}_d(t, t') \quad (1.5)$$

Où $J(t, t')$ est la fonction de complaisance pour le fluage de base, et $\bar{C}_d(t, t')$ est la moyenne de complaisance supplémentaire due au séchage.

L'expression de $\bar{C}_d(t, t')$ est déterminé par analogie aux équations décrivant le retrait, alors :

$$\bar{C}_d(t, t') = \frac{f_d(t')}{E_0} k'_h \bar{S}(\bar{\theta}), \quad \bar{\theta} = \frac{t - t'}{\tau_{sh}} \quad (1.5 a)$$

Où :

- $(t - t')$: Durée de la charge;
- τ_{sh} : Demi-temps de réduction au carré (comme défini dans l'équation 1.4 a);
- k'_h : Fonction empirique de l'humidité de l'environnement,

$$(k'_h = 1 - h_e^{1.5}) \quad (1.5 b)$$

- $\bar{S}(\bar{\theta})$: Fonction empirique de $\bar{\theta}$, semblable à $S(\theta)$ (équation 1.4 b);
- $f_d(t')$: Fonction empirique décroissante de l'âge au chargement t' .

Une propriété importante de cette équation est que le terme de fluage par séchage représente en réalité une influence du retrait, reflétant ainsi le fait que le retrait affecte le fluage et n'est pas simplement additif au fluage.

1.4.2 Modèles pratiques de prévision du retrait et du fluage

Il existe actuellement plusieurs modèles pratiques permettant de prédire le fluage et le retrait. Ils diffèrent par leur degré d'exactitude et de simplicité. Ces modèles sont les suivants :

1. Le modèle du Comité ACI 209;
2. Le modèle CEB 1990;
3. Le modèle GL 2000;
4. Le modèle B3;

5. Le modèle de l'Eurocode 2-2004;
6. Le modèle NZS 3101-2006;
7. Le modèle AS 3600-2009;
8. Le modèle JTG D62-2004.

Les quatre premiers modèles sont les plus connus, ils sont détaillés ci-après :

Le modèle du Comité ACI 209

Le premier modèle du comité de l'American Concrete Institute (ACI 209), a été basé sur les travaux de Branson et Christiason (1970). Le modèle est purement empirique et repose sur des données d'essais de fluage et de retrait obtenues avant 1968 aux États-Unis à partir de cylindres standard de 150 x 300 mm. Les formules de fluage et de retrait données dans le modèle représentent le comportement moyen de centaines de spécimens testés (Al-Manaseer & Lam, 2005).

Le comité ACI 209 (1971) a recommandé les expressions suivantes :

$$\bar{J}(t, t') = \frac{1}{E(t')} \left(1 + \frac{(t - t')^{0,6}}{10 + (t - t')^{0,6}} \right) C_u \quad (1.6)$$

$$\bar{\epsilon}_s(t, t_0) = \epsilon_u^s \frac{t - t_0}{f_c + (t - t_0)} \quad (1.7)$$

Dans lesquelles :

- t' : Âge du chargement en jours;
- t : Âge actuel en jours;
- t_0 : Âge de béton en jours à la fin du durcissement;
- f_c : Constante;
- C_u : Coefficient ultime de fluage défini comme le rapport de la déformation de fluage à temps infini à la déformation initiale au chargement;
- ϵ_u^s : Retrait ultime de la déformation après temps infini.

Les Coefficients C_u et ε_u^s sont définis en fonction : de l'humidité ambiante, de l'épaisseur minimale de l'élément de structure, de l'affaissement, de la teneur en ciment et du contenu de l'air.

Le modèle actuel du comité ACI 209 est le modèle ACI 209-92, lequel a été incorporé dans la plupart des codes du bâtiment aux États-Unis et sert de base à des codes comparables au Canada, en Nouvelle-Zélande, en Australie et dans certaines régions d'Amérique latine (Al-Manaseer & Lam, 2005).

Le modèle ACI 209-92 est basé sur le modèle ACI 209-70. Cependant il définit clairement les différents paramètres qui tiennent compte de la température, de l'humidité, de la taille, etc. Ce modèle se détaille comme suit (ACI 209R-92, 1997) :

La fonction de fluage totale $J(t, t_0)$, déterminée à partir de coefficient de fluage, est la suivante :

$$J(t, t_0) = \frac{1 + \varphi_c(t, t_0)}{E_{cm}(t_0)} \quad (1.8)$$

Le coefficient de fluage $\varphi_c(t, t_0)$ au temps t pour une charge appliquée au temps t_0 est donné par l'équation suivante :

$$\varphi_c(t, t_0) = \gamma_{u,c} \left(\frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 + (t - t_0)^{0.6}} \right) \quad (1.9)$$

Dans laquelle :

$$\gamma_{u,c} = \gamma_{la,c} \cdot \gamma_{RH,c} \cdot \gamma_{n,c} \cdot \gamma_{s,c} \cdot \gamma_{\psi,c} \cdot \gamma_{a,c} \quad (1.9 a)$$

Où :

- $\gamma_{la,c}$: Facteur de correction de fluage pour l'âge de chargement :

$$\gamma_{la,c} = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } t_0 \leq t_{la} \\ a_1(t_0)^{-a_2} & \text{pour } t_0 > t_{la} \end{cases} \quad \text{Tel que les coefficients } a_1, a_2 \text{ et } t_{la} \text{ dépendent de type de la cure;}$$

- $\gamma_{RH,c}$: Facteur de correction de fluage pour l'humidité relative ambiante :

$$\gamma_{RH,c} = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } RH \leq 40 \\ 1.27 - 0.0067 \times RH & \text{pour } RH > 40 \end{cases} \quad \text{Tel que RH est l'humidité relative en (\%);}$$

- $\gamma_{n,c}$: Facteur de correction de fluage qui correspond à la taille :

$$\gamma_{n,c} = \frac{2}{3} [1 + 1.13 \exp(-0.1065 h)] \quad \text{Tel que h est la taille théorique en mm;}$$

- $\gamma_{s,c}$: Facteur de correction de fluage pour l'affaissement du béton :

$$\gamma_{s,c} = 0.82 + 0.00264 s \quad \text{Tel que s est l'affaissement en mm;}$$

- $\gamma_{\psi,c}$: Facteur de correction de fluage pour le pourcentage d'agrégat fin :

$$\gamma_{\psi,c} = 0.88 + 0.0024 \psi \quad \text{Tel que } \psi \text{ est le rapport entre l'agrégat fin et l'agrégat total en poids, en tant que pourcentage;}$$

- $\gamma_{a,c}$: Facteur de correction de fluage pour la teneur en air :

$$\gamma_{a,c} = 0.46 + 0.09 \alpha \geq 1.0 \quad \text{Tel que } \alpha \text{ est la teneur en air en pourcentage.}$$

La déformation due au retrait $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ au temps t avec un âge de début de retrait t_s est donnée par :

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \begin{cases} \left[\frac{t - t_s}{35 + (t - t_s)} \right] \epsilon_{csu} & \text{pour une cure humide;} \\ \left[\frac{t - t_s}{55 + (t - t_s)} \right] \epsilon_{csu} & \text{pour une cure à la vapeur.} \end{cases} \quad (1.10)$$

Avec :

$$\epsilon_{csu} = -\gamma_{cp} \cdot \gamma_{RH,s} \cdot \gamma_{h,s} \cdot \gamma_{s,s} \cdot \gamma_{\psi,s} \cdot \gamma_{c,s} \cdot \gamma_{a,s} \quad (1.10 a)$$

Où :

- γ_{cp} : Facteur de correction du retrait pour le durcissement humide et n'est applicable que lorsque le type de durcissement du béton est spécifié comme étant un durcissement humide;

- $\gamma_{RH,s}$: Facteur de correction du retrait pour l'humidité relative ambiante :

$$\gamma_{RH,s} = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } RH < 40 \\ 1.40 - 0.0102 \times RH & \text{pour } 40 \leq RH \leq 80 \\ 3.0 - 0.030 \times RH & \text{pour } 80 < RH \leq 100 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Tel que RH est l'humidité} \\ \text{relative en (\%);} \end{array}$$

- $\gamma_{h,s}$: Facteur de correction du retrait qui correspond à la taille :

$$\gamma_{h,s} = 1.2 \exp(-0.00236 h) \quad \text{Tel que h est la taille théorique en mm;}$$

- $\gamma_{s,s}$: Facteur de correction du retrait pour l'affaissement du béton :

$$\gamma_{s,s} = 0.89 + 0.00161 s \quad \text{Tel que s est l'affaissement en mm;}$$

- $\gamma_{\psi,s}$: Facteur de correction du retrait pour le pourcentage d'agrégat fin :

$$\gamma_{\psi,c} = \begin{cases} 0.30 + 0.014 \psi & \text{pour } \psi \leq 50 \\ 0.90 + 0.002 \psi & \text{pour } \psi > 50 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Tel que } \psi \text{ est le rapport entre l'agrégat fin et} \\ \text{l'agrégat total en poids, en tant que pourcentage;} \end{array}$$

- $\gamma_{c,s}$: Facteur de correction de retrait pour la teneur en ciment :

$$\gamma_{c,s} = 0.75 + 0.00061 c \quad \text{Tel que c est la teneur en ciment en unités de Kg/m}^3;$$

- $\gamma_{a,s}$: Facteur de correction de retrait pour la teneur en air :

$$\gamma_{a,s} = 0.95 + 0.008 \alpha \geq 1.0 \quad \text{Tel que } \alpha \text{ est la teneur en air en pourcentage.}$$

Le modèle CEB 90

Ce modèle est recommandé par le comité européen du béton (CEB) et la fédération internationale de la précontrainte (FIP). Il est basé sur des modèles antérieurs tels que les modèles CEB-FIP-1970 et CEB-FIP-1978.

Le modèle du CEB-FIP-1978 proposé par Chiorino est le suivant (Bazant, 1988) :

$$\bar{J}(t, t') = F_i(t') + \frac{\phi_d \beta_d(t - t')}{E_{c28}} + \frac{\phi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t')]}{E_{c28}} \quad (1.11)$$

$$\bar{\varepsilon}_s(t, t_0) = \varepsilon_{s0} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad (1.12)$$

Avec :

- E_{c28} : Module d'élasticité du béton à l'âge de 28 jours;
- ϕ_d : Constante égal 0,4;
- ϕ_f : Coefficient en fonction de l'humidité ambiante et de l'épaisseur effective;
- β_d : Fonction de la durée de la charge ($t - t_0$);
- $F_i(t')$: Fonction qui représente la déformation totale sur une période de plusieurs jours;
- β_f et β_s sont des fonctions de l'âge et de l'épaisseur effective.

Ces fonctions sont définies par des graphiques composés de 16 courbes.

Le modèle CEB-FIP-1978 a été par la suite amélioré, et un nouveau modèle le CEB-FIP 1990 a été proposé. Ce dernier a été incorporé dans le code canadien des ponts routiers, CSA-S6, et est également recommandé par la plupart des logiciels de modélisation.

Le modèle CEB-FIP 1990 se détaille comme suit :

La fonction de fluage totale $J(t, t_0)$, déterminée à partir de coefficient de fluage, est la suivante :

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_{cm}(t_0)} + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (1.13)$$

Le coefficient de fluage $\varphi_c(t, t_0)$ au temps t pour une charge appliquée au temps t_0 est exprimé par :

$$\varphi_c(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (1.14)$$

Où :

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm28}) \beta(t_0) \quad (1.14 \text{ a})$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,46 \left(\frac{4}{100} \right)^{\frac{1}{3}}} \right] \quad (1.14 \text{ b})$$

$$\beta(f_{cm28}) = 5.3 / (0.1 f_{cm28})^{0.5} \quad (1.14 \text{ c})$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0.1 + t_0^{0.2}) \quad (1.14 \text{ d})$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3} \quad (1.14 \text{ e})$$

$$\beta_H = 1.5 \text{ h} \left[1 + \left(1.2 \times \frac{RH}{100} \right)^{18} \right] + 250 \leq 1500 \quad (1.14 \text{ f})$$

La déformation due au retrait $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$ au temps t avec un âge de début de retrait t_s est donnée par :

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{sco} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (1.15)$$

Avec :

$$\varepsilon_{sco} = \varepsilon_s(f_{cm28}) \beta_{RH}; \quad (1.15 \text{ a})$$

$$\varepsilon_s(f_{cm28}) = [160 + 10 \beta_{sc} (9 - 0.1 f_{cm28})] \times 10^{-6}; \quad (1.15 \text{ b})$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & 40 \% \leq RH \leq 99 \% ; \\ -0.25 & RH \geq 99 \% \end{cases} \quad (1.15 c)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{0.035 h^2 + (t - t_s)} \right]^{0.5} \quad (1.15 d)$$

Où :

- **h** : Taille théorique en mm;
- **RH** : Humidité relative en pourcentage (%);
- **f_{cm28}** : Résistance à la compression moyenne sur 28 jours en (MPa);
- **β_{sc}** : Coefficient de retrait défini par l'utilisateur.

Le modèle CEB-FIP 1990 a été par la suite amélioré en tenant compte du type de ciment et de la densité du béton pour la prédiction du retrait et du coefficient du fluage. Le nouveau modèle développé est le CEB-FIP 2010. Ce modèle n'est cependant pas encore adopté par les codes. La comparaison des équations proposées par le comité ACI 209 et le code CEB 1990 avec les résultats expérimentaux de Troxell, Raphael et Davis; Brooks; Keeton; Bryant et Vadhanavikkit; Hummel, Wesche et Brand; Hansen et Mattock; Wischers et Dahms, ainsi que Bazant, Wittman, Kim et Alou, sont illustrés dans les figures 1.7 et 1.8 ci-dessous (Granger & Bažant, 1993) :

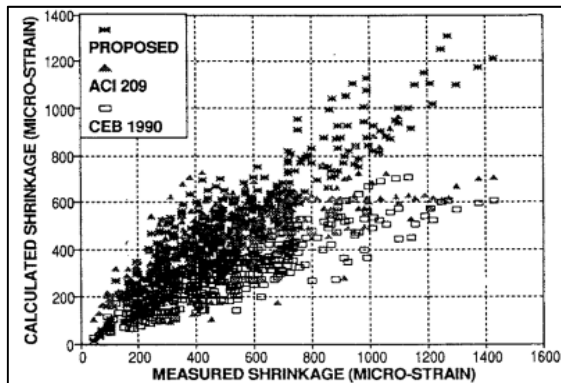


Figure 1.7 Comparaison des déformations dues au retrait calculées et mesurées
Tirée de Granger & Bažant (1993)

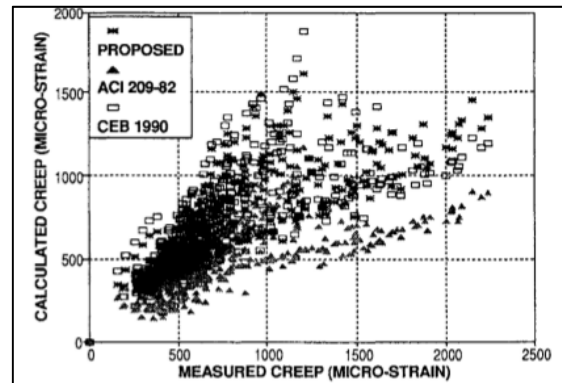


Figure 1.8 Comparaison des déformations dues au fluage calculées et mesurées
Tirée de Granger & Bažant (1993)

En conclusion, les résultats observés montrent que le modèle ACI 209 surestime le retrait à un jeune âge du béton et le sous-estime à des âges plus avancés alors que le modèle CEB 1990 sous-estime le retrait. En ce qui concerne le fluage, les résultats expérimentaux montrent un accord raisonnable avec les prédictions du modèle CEB 1990 alors que le modèle ACI 209 sous-estime les effets de fluage (Granger & Bažant, 1993).

Le modèle GL 2000

En se basant sur les limites des anciens modèles, Gardner & Zhao (1993) ont développé un nouveau modèle de prédiction appelé modèle GZ. Ils ont proposé les équations suivantes :

La déformation due au retrait est exprimée par :

$$\varepsilon_{sh} = \varepsilon_{shu} \times \beta(h) \times \beta(t) \quad (1.16)$$

Tel que :

$$\begin{cases} \varepsilon_{shu} = 8.57 \times K \times \left(\frac{f'_{cm28}}{f'_{cmtc}} \right)^{1/2} \times \left(\frac{4000}{f'_{cm28}} \right)^{1/2} \times 10^{-6} \\ \beta(t) = \left[\frac{7.27 + \ln(t - t_c)}{17.18} \right] \times \left(\frac{t - t_c}{t - t_c + 8.06 \times \left(\frac{V}{S} \right)^2} \right) \end{cases} \quad (1.16 a)$$

Et

$$\beta(h) = \begin{cases} (1 - h^4) & \text{pour } h < 0.99 \\ -0.2 & \text{pour } h = 1 \end{cases} \quad (1.16 b)$$

La fonction du fluage est la suivante :

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_{cm}(t_0)} + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (1.17)$$

Le coefficient de fluage $\varphi_c(t, t_0)$ au temps t pour une charge appliquée au temps t_0 est exprimé par :

$$\varphi_c(t, t_0) = \left[\frac{7.27 + \ln(t - t_0)}{17.18} \right] \times \left[1.57 + 2.84 \times \left(\frac{f'_{cm28}}{f'_{cmto}} \right) \times \left(\frac{4000}{f'_{cm28}} \right)^{\frac{1}{2}} \times (1 - h^2) \times \left(\frac{t - t_0}{t - t_0 + 64.5 \times \left(\frac{V}{S} \right)^2} \right) \right] \quad (1.17 \text{ a})$$

Où :

- **h** : Humidité exprimée sous forme décimale;
- **t_c** : Âge recommandé en jours;
- **t₀** : Âge du béton chargé en jours;
- **t** : Âge du béton en jours;
- **K** : Dépend du type de ciment pour : le ciment de type I, K = 1; le ciment de type II, K = 0,70; le ciment de type III, K = 1,33;
- $\frac{V}{S}$: Volume par rapport à la surface;
- **f'_{cm28}** : Résistance à la compression moyenne du béton à 28 jours;
- **f'_{cmto}** : Résistance à la compression moyenne du béton au début du séchage;
- **f'_{cmto}** : Résistance à la compression moyenne du béton au début du chargement.

Les fonctions proposées pour le développement à la fois du retrait et du fluage peuvent être utilisées pour extrapoler de manière plus réaliste les déformations à long terme à partir d'essais à court terme que les modèles ACI et CEB 90.

Le modèle GL 2000 est une version modifiée du modèle GZ. Ce modèle a été influencé par le modèle CEB 90 et a été développé pour corriger la relaxation négative à jeunes âges (Al-Manaseer & Lam, 2005). La figure 1.9 montre les courbes de relaxation des contraintes obtenues à partir des modèles GZ et CEB-FIP.

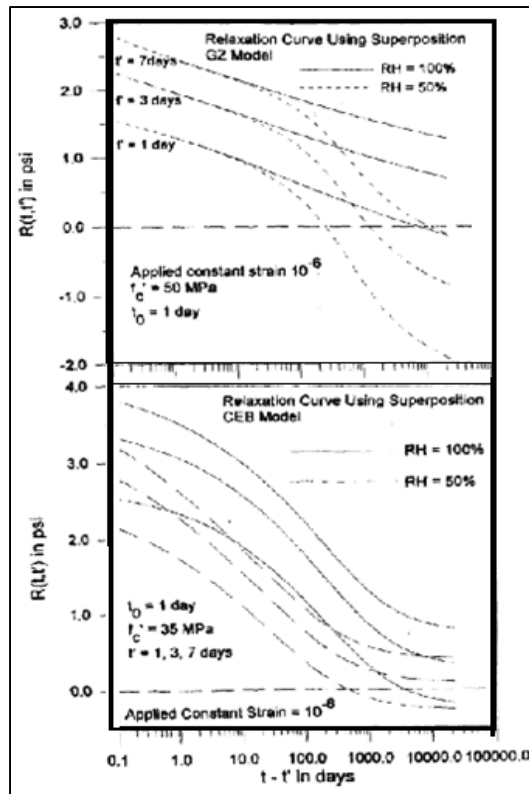


Figure 1.9 Courbes de relaxation des contraintes obtenues à partir des modèles GZ en haut et CEB-FIP en bas

Tirée de Bazant & Baweja (2001)

Le modèle B3

Ce modèle est la dernière version de nombreuses méthodes de prévision du retrait et du fluage. Une version antérieure de modèle, proposée en 1978, était appelée modèle BP. Elle a ensuite été modifiée en 1991 et nommée BP-KX. Le modèle B3 est une version simplifiée du modèle étendu BP-KX (Teplý, Keršner, & Novák, 1996). Développé par Bazant et Baweja en 1997, il est mieux justifié théoriquement que les modèles précédents et concorde mieux avec les données expérimentales.

Le modèle de prédiction B3 est étalonné par une banque de données informatisée comprenant pratiquement toutes les données de test pertinentes obtenues dans différents laboratoires du monde entier.

Contrairement aux autres modèles, le modèle B3 fait bien la distinction entre le fluage de base et le fluage par séchage. Il est aussi le seul modèle qui inclut le rapport eau-ciment (w/c), le rapport granulats-ciment (a/c), et la forme de l'échantillon.

Ce modèle est exprimé en fonction des équations suivantes (Bazant & Baweja, 2001) :

La fonction de fluage peut en outre être décomposée en :

$$J(t, t') = q_1 + C_0(t, t') + C_d(t, t', t_0) \quad (1.18)$$

Tel que :

- q_1 : Déformation instantanée due à la contrainte unitaire;
- $C_0(t, t')$: Fonction de complaisance pour le fluage de base :

$$C_0(t, t') = q_2 Q(t, t') + q_3 \ln[1 + (t - t')^n] + q_4 \ln\left(\frac{t}{t'}\right) \quad (1.18 a)$$

- $C_d(t, t', t_0)$: Fonction de complaisance supplémentaire due au séchage simultané :

$$C_d(t, t', t_0) = q_5 [\exp\{-8H(t)\} - \exp\{-8H(t'_0)\}]^{\frac{1}{2}} \quad (1.18 b)$$

Tel que :

$$t'_0 = \max(t', t_0) \quad (1.18 c)$$

$$H(t) = 1 - (1 - h)S(t) \quad (1.18 d)$$

Si $t \geq t'_0$, $C_d(t, t', t_0) = 0$ car t'_0 est le moment où le séchage et le chargement ont lieu simultanément.

Où :

- q_2, q_3, q_4 et q_5 : Paramètres empiriques;
- n : Constante égal 0,1;
- $Q(t, t')$: Fonction intégrale.

La fonction du retrait est définie comme suit :

$$\varepsilon_{sh}(t, t_0) = -\varepsilon_{sh\infty} k_h S(t) \quad (1.19)$$

Dans laquelle :

$$\varepsilon_{sh\infty} = \varepsilon_{s\infty} \frac{E(607)}{E(t_0 + \tau_{sh})} \quad \text{Où : } \begin{cases} \varepsilon_{s\infty}: C'est une constante \\ E(t) = E(28) \left(\frac{t}{4 + 0.85t} \right)^{1/2} \end{cases} \quad (1.19 a)$$

$$k_h = \begin{cases} 1 - h^3 & \text{si } h \leq 0,98 \\ -0,2 & \text{si } h = 1,00 \\ \text{Interpolation linéaire} & \text{si } 0,98 \leq h \leq 1 \end{cases} \quad \text{Où } h \text{ est l'humidité relative;} \quad (1.19 b)$$

- $S(t)$: Fonction qui définit la dépendance du temps :

$$S(t) = \tan \sqrt{\frac{t-t_0}{\tau_{sh}}} \quad \text{Où } \tau_{sh} = 4,9D^2 \quad (D \text{ est définie dans l'équation 1.4 c}) \quad (1.19 c)$$

Un modèle B4 a été développé plus tard, dérivant du modèle B3 et calibré à partir d'une base de données étendue des valeurs empiriques ainsi qu'avec des extraits de flèches mesurées sur 69 ponts en béton dans le monde. Cependant, tous les modèles dérivés du modèle B3 ne sont pas encore incorporés dans les codes et les logiciels.

1.4.3 Évaluation des modèles de retrait et de fluage

Les effets du retrait et du fluage sont liés à la sécurité contre les défaillances et à des facteurs économiques tels que la durabilité, la fonctionnalité et la fiabilité à long terme. Par conséquent, il est important de trouver un modèle de prévision approprié pour ces deux phénomènes.

La prévision réaliste du fluage et du retrait du béton est un problème extrêmement difficile, car ces phénomènes résultent de plusieurs mécanismes physiques en interaction et sont influencés par de nombreux facteurs variables. Les facteurs d'entrée qui permettent de prédire le retrait et le fluage pour les quatre modèles les plus performants sont résumés dans le tableau 1.6 (adapté de Al-Manaseer & Lam, 2005 et Serre, 2015).

Tableau 1.6 Paramètres requis dans les modèles de prédiction

	ACI-209	CEB-90	B3	GL 2000
Facteurs intrinsèques				
Résistance moyenne à la compression au 28 jours f_{cm28} (MPa)	F	F,R	F,R	F,R
Résistance moyenne à la compression au jour du chargement f_{cmt_0} (MPa)	F	-	-	F
Module d'élasticité moyen au 28 jours E_{cm28} (MPa)	F	F	F	F
Module d'élasticité moyen au jour du chargement E_{cmt_0} (MPa)	F	F	-	F
Rapport granulats/ciment (a/c), (%)	-	-	F	-
Rapport eau/ciment (w/c), (%)	-	-	F	-
Type de ciment	F	-	F,R	R
Facteurs extrinsèques				
Forme de l'élément	-	-	R	-
Taille théorique de l'élément, h (mm)	F,R	F,R	R	F,R
Humidité relative, RH (%)	F,R	F,R	F,R	R
Début du séchage, t_s (Jour)	R	R	R	R
Début du chargement, t_0 (Jour)	F	F	F	F
Type de cure	F,R	-	F,R	-
Total paramètres pour la prédiction du retrait (R)	4	4	7	5
Total paramètres pour la prédiction du fluage (F)	9	7	8	6

*R=Retrait; F=Fluage

Afin de prévoir le modèle le plus réaliste, Al-Manaseer & Lam (2005) ont évalué les quatre modèles de prévision les plus connus, en comparant les valeurs de retrait et de fluage déterminées par les modèles, à la banque de données expérimentales RILEM. Cette dernière représente une vaste banque de données informatisée qui comprend environ 600 courbes de temps mesurés provenant de près de 100 séries de tests dans divers laboratoires du monde, avec environ 15 000 points de données (Bazant & Baweja, 1995).

Les chercheurs ont conclu que :

- les modèles B3 et GL 2000 sont les modèles les plus performants pour la prévision de la déformation due au retrait;
- les modèles CEB 90, B3 et GL 2000 sont considérés comme les meilleurs modèles pour prédire le fluage. Ils ont des caractéristiques de prédiction proches.

1.4.4 Les dispositions normatives et les modèles dans les différents codes

1.4.4.1 Le code canadien le CSA-S6-14

Selon le CSA-S6-14, les valeurs de retrait et de fluage dépendent de la densité du béton. En ce qui concerne le béton de densité normale, les valeurs des déformations doivent être déterminées d'une des deux façons suivantes (CSA-S6 2014) :

- conformément aux articles 8.4.1.5.2 et 8.4.1.6.2 du code tel que les dispositions de ces articles ont été adaptées du modèle CEB-FIP de 1990;
- suivant les données obtenues au moyen des essais physiques sur un mélange de béton identique à celui qui doit être utilisé durant la construction.

Les articles 8.4.1.5.2 et 8.4.1.6.2 ont recommandé les équations suivantes :

Pour le retrait, la déformation ϵ_{cs} qui se produit dans un intervalle de temps $(t - t_0)$ doit être calculée de la façon suivante :

$$\epsilon_{cs}(t - t_0) = \epsilon_{cs0} \beta_s(t - t_0) \quad (1.20)$$

Avec :

- ϵ_{cs0} : Coefficient de retrait théorique défini comme suit :

$$\epsilon_{cs0} = \beta_{RH} \left[160 + 50 \left[9 - \frac{f'_c + a}{10} \right] \right] \times 10^{-6} \quad (1.21)$$

$$\beta_{RH} = -1.55 \left[1 - \left[\frac{RH}{100} \right]^3 \right] \quad (1.21 \text{ a})$$

Où :

- **RH** : Humidité relative annuelle moyenne en %;
- **a** : Représente la différence entre la résistance moyenne du béton et la résistance spécifiée f'_c à 28 jours (en l'absence de données sur le béton qui doit être utilisé, a peut être fixé à 10 MPa);
- **$\beta_s(t - t_0)$** : Fonction qui décrit la progression du retrait en fonction du temps, elle est exprimée de la façon suivante :

$$\beta_s(t - t_0) := \sqrt{\frac{t - t_0}{350 \left[\frac{2r_v}{100} \right]^2 + (t - t_0)}} \quad (1.22)$$

De plus, les surfaces utilisées pour déterminer la valeur de r_v doivent inclure uniquement la zone exposée au séchage atmosphérique. Pour les cellules fermées mal ventilées, 50 % seulement du périmètre intérieur doivent être utilisés pour calculer la surface.

Pour le fluage, la déformation totale en fonction du temps $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$ due à une contrainte constante $\sigma_c(t_0)$, appliquée au temps t_0 , pour les éléments structuraux sur lesquels s'exercent des contraintes de compression aux états limites d'utilisation inférieurs à $0,4f'_c$, doit être calculée de la façon suivante :

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c,28}} \right] \quad (1.23)$$

Avec :

- **$\sigma_c(t_0)$** : Contrainte constante appliquée au temps t_0 ;
- **$E_c(t_0)$** : Représente le module d'élasticité du béton au moment du chargement. Ce paramètre n'est pas défini dans le code;

- $E_{c,28}$: Module d'élasticité du béton à 28 jours. Ce paramètre est défini de la façon suivante :

$$E_{c28} = (3000\sqrt{f'_c} + 6900)(\gamma_c/2300)^{1.5} \quad (1.24)$$

- $\phi(t, t_0)$: Coefficient de fluage défini comme suit :

$$\phi(t, t_0) = \phi_{RH}\beta_f\beta_t\beta_c(t - t_0) \quad (1.25)$$

Où :

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - (RH)/(100 \%)}{0.46[(2r_v)/100]^{1/3}} \quad (1.25 \text{ a})$$

$$\beta_f = \frac{5.3}{[(f'_c + a)/10]^{0.5}} \quad (1.25 \text{ b})$$

$$\beta_t = \frac{1}{0.1 + [t_0]^{0.2}} \quad (1.25 \text{ c})$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} \quad (1.25 \text{ d})$$

$$\beta_H = 150 \left[1 + \left[1.2 \frac{RH}{100 \%} \right]^{18} \right] \frac{2r_v}{100} + 250 \leq 1500 \quad (1.25 \text{ e})$$

RH et a sont définies précédemment dans l'équation 1.20 a.

1.4.4.2 Le code canadien : CSA-S6:19

Des modifications sont apportées par la nouvelle version du code canadien sur le calcul des ponts routiers, le CSA-S6:19, concernant les modèles de prédiction du retrait et du fluage. Ces modifications sont notamment au niveau des paramètres liées à la résistance moyenne à la compression du béton (f'_{cm}) et au module d'élasticité du béton (E_c). Les modèles adoptés par la nouvelle version du code sont également basés sur le modèle CEB-FIP de 1990.

Conformément aux articles 8.4.1.6 et 8.4.1.7 du code, les équations de prédiction du retrait et du fluage sont les suivants :

Pour le retrait, la déformation ε_{cs} se produisant dans un intervalle de temps $(t - t_0)$ doit être calculée de la façon suivante :

$$\varepsilon_{cs}(t - t_0) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_0) \quad (1.26)$$

Où :

- ε_{cs0} : Coefficient de retrait théorique, défini comme suit :

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (1.27)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10 \beta_{sc} \left[9 - \frac{f'_{cm}}{10} \right] \right] \times 10^{-6} \quad (1.27 \text{ a})$$

Tels que le paramètre β_{sc} est égal à 4 dans le cas des ciments à hydratation lente, à 5 dans le cas des ciments à hydratation normale, et à 8 dans le cas des ciments à hydratation rapide, f'_{cm} est défini comme suit :

$$f'_{cm} = f'_c + 8 \text{ MPa} \quad (1.27 \text{ b})$$

Et, β_{RH} et $\beta_s(t - t_0)$ sont définis précédemment dans les équations 1.21a et 1.22, respectivement.

Pour le fluage, la déformation totale en fonction du temps $\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0)$ due à une contrainte constante $\sigma_c(t_0)$, appliquée au temps t_0 , pour les éléments structuraux sur lesquels s'exercent des contraintes de compression aux états limites d'utilisation inférieurs à $0,4f'_c$, doit être calculé de la façon suivante :

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c,28}} \right] \quad (1.28)$$

Avec :

- $\sigma_c(t_0)$: Contrainte constante appliquée au temps t_0 ;
- $E_{c,28}$: Module d'élasticité du béton à 28 jours. Dans le cas des bétons dont la valeur de la masse volumique (γ_c) comprise entre 1500 et 2500 kg/m³, ce paramètre est défini de la manière suivante :

$$E_{c,28} = (3300\sqrt{f'_c} + 6900)(\gamma_c/2300)^{1.5} \quad (1.29)$$

- $E_c(t_0)$: Représente le module d'élasticité du béton au moment du chargement (t_0).

Une méthode de calcul approximatif est proposée par à l'article 8.4.1.5 du code pour la détermination de la valeur du module d'élasticité du béton à t jours $E_c(t)$, soit :

$$E_c(t) = \beta_E(\tau_E(t))E_{c,28} \quad (1.30)$$

Où :

$$\beta_E(\tau) = \left(\exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{\tau} \right)^{0.5} \right] \right\} \right)^{0.5} \quad (1.30 \text{ a})$$

Le paramètre s est égal à 0.20 dans le cas des ciments à prise rapide, à 0,25 dans le cas des ciments à prise normale, et à 0.38 dans le cas des ciments à prise lente.

Et τ_E est l'échelle de temps modifiée, en jours, qui tient compte de l'effet de la température ambiante à partir de la coulée jusqu'au moment considéré. Conformément à l'article 8.4.1.7.3 pour le calcul du fluage, ce paramètre est nommé τ_c , et est défini par :

$$\tau_c(t) = \tau_1(t) \left(\frac{9}{2 + \tau_1(t)^{1,2}} \right)^\alpha \geq 0.5 \quad (1.30 \text{ b})$$

Où α est égal à -1 dans le cas des ciments à prise rapide, à 0 dans le cas des ciments à prise normale, et à 1 le cas des ciments à prise lente, et $\tau_1(t)$ défini comme suit :

$$\tau_1(t) = \sum_{i=1}^t \exp\left(13,65 - \frac{4000}{273 + T_i}\right) \quad (1.30 \text{ c})$$

- **$\phi(t, t_0)$** : Coefficient de fluage, il est défini à l'article 8.4.1.7.4 du code de la façon suivante :

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t - \tau_c(t_0)) \quad (1.31)$$

Où :

$$\phi_0 = \phi_{RH} \beta_f \beta_t \quad (1.31 \text{ a})$$

$$\beta_f = \frac{5.3}{\sqrt{f_{cm}/10}} \quad (1.31 \text{ b})$$

$$\beta_t = \frac{1}{0.1 + [\tau_c(t_0)]^{0.2}} \quad (1.31 \text{ c})$$

$$\beta_c(t - \tau_c(t_0)) = \left(\frac{t - \tau_c(t_0)}{\beta_H + t - \tau_c(t_0)} \right)^{0.3} \quad (1.31 \text{ d})$$

Et, les fonctions ϕ_{RH} et β_H sont définies respectivement dans les équations 1.24a et 1.24e.

1.4.4.3 Le code américain : l'AASHTO 2014

L'estimation du retrait et du fluage dans l'AASHTO est effectuée à l'aide des dispositions suivantes (AASHTO 2014) :

- le modèle CEB-FIP;
- le modèle ACI 209;

- les méthodes de détermination du fluage et du retrait, proposées par Huo et al. (2001), Al-Omaishi (2001), Tadros (2003) et Collins et Mitchell (1991). Ces méthodes sont basées sur la recommandation du Comité 209 de l'ACI, modifiée par d'autres données récemment publiées.

Pour ces méthodes :

- le coefficient du retrait est pris comme suit :

$$\varepsilon_{sh}(t, t_1) = k_s k_{hs} k_f k_{td} 0,48 \times 10^{-3} \quad (1.32)$$

Où :

$$k_{hs} = 2.00 - 0.014 H \quad (1.32 a)$$

- le coefficient de fluage est pris comme suit :

$$\psi(t, t_1) = 1.9 k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \quad (1.33)$$

Avec :

$$k_s = 1.45 - 0.13 \left(\frac{V}{S} \right) \geq 1.0 \quad (1.33 a)$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008 H \quad (1.33 b)$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}}; \quad (1.33 c)$$

$$k_{td} = \left(\frac{t}{61 - 4f'_{ci} + t} \right) \quad (1.33 d)$$

Où :

- **H** : Humidité relative (%);
- **k_s** : Facteur d'effet du rapport volume / surface de la composante;
- **k_f** : Facteur d'effet de la résistance du béton;
- **k_{hc}** : Facteur d'humidité pour le fluage;
- **k_{hs}** : Facteur d'humidité pour le retrait;

- k_{td} : Facteur d'évolution temporelle;
- t : Maturité du béton (jours), définie comme l'âge de béton entre le moment du chargement pour les calculs de fluage ou la fin de la cure pour les calculs de retrait et le temps pris en compte pour l'analyse des effets de fluage ou de retrait;
- t_i : Âge du béton au moment de l'application de la charge (jours);
- f'_{ci} : Résistance à la compression spécifiée du béton au moment de la précontrainte pour les éléments précontraints et au moment du chargement initial pour les éléments non précontraints. Si l'âge du béton au moment du chargement initial est inconnu au moment de la conception, il est recommandé de prendre f'_{ci} à $0,80 f'_c$ (ksi).

Pour les ponts construits par segment, une estimation plus précise doit être faite. L'estimation doit inclure l'effet : des matériaux spécifiques, des dimensions structurales, des conditions du site, de la méthode de construction et de l'âge du béton à divers stades de la construction.

1.5 Les méthodes pratiques de la modélisation

Le fluage et le retrait du béton constituent un phénomène complexe, et une équation constitutive généralement applicable et réaliste est difficile à formuler. Avant l'ère de l'informatique, cette tâche ne posait pas vraiment problème, car aucun problème d'analyse structurale ne pouvait être résolu avec un modèle de conception sophistiqué. Cependant, après les années 1970 de grands codes informatiques pouvant accepter des modèles de conception compliqués sont devenus disponibles. Ainsi, les ordinateurs ont donné une impulsion au développement de relations réalistes pour le fluage et le retrait.

1.5.1 Généralité

À l'heure actuelle, les simulations sur modèles jouent un rôle croissant, non seulement lors de la dernière étape de travail pour le calcul des quantités d'acier et l'analyse des contraintes à l'état limite, mais aussi comme outils de conception qui tiennent compte du comportement des matériaux (Gardner et al., 1993).

Les programmes dont la forme de base a été développée vers 1980 sont généralement utilisés pour la conception des ponts en tenant compte des phénomènes du retrait et du fluage. Ils comprennent les logiciels SOFiSTiK, SCIA-Engineer, InfoCAD et RSTAB / RFEM. Le modèle de fluage et de retrait intégré à ces programmes est généralement le modèle CEB. Dans ces logiciels, tous les effets non linéaires, de fissuration, de diffusion, de fluage cyclique et de séchage sont négligés (Yu, Bazant, & Wendner, 2012).

Actuellement, les logiciels les plus utilisés dans le domaine de la construction intégrant le comportement dépendant du temps des matériaux sont : SAP 2000, CSIBridge et ETABS, tous les trois sont développés sur la même base, par la même compagnie.

1.5.2 Analyse non linéaire de la construction par étapes

Jusqu'à présent, les recherches portant sur la prise en compte des phénomènes du fluage et du retrait sur le comportement des structures en béton sont assez limitées.

Vafai, Ghabdian, Estekanchi, & Desai (2009) ont étudié l'effet du fluage et du retrait dans les grands bâtiments en béton armé en utilisant une analyse non linéaire de la construction par étapes. Dans leur étude, ils ont utilisé une combinaison d'analyse de fluage à l'aide de la série de Dirichlet et des méthodes d'intégration directe, couplée à une analyse structurale comprenant une construction par étapes non linéaire. La série de Dirichlet est une association en série d'éléments de Kelvin-Voigt, soit un ressort en parallèle avec un amortisseur. Cette association représente la viscoélasticité du béton. Le modèle utilisé est illustré dans la figure 1.10.

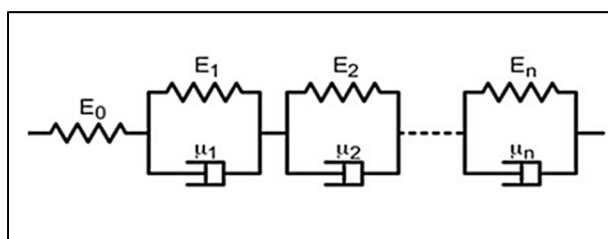


Figure 1.10 Série d'éléments de Kelvin-Voigt
Tirée de Hegyi & Pellegrino (2015)

Pour la prévision des effets dus au fluage et au retrait, le modèle CEB-FIP 1990 est utilisé. La Méthode d'éléments finis (MEF) est adoptée pour l'analyse de structures avec une inclusion de rotule plastique pour chaque élément. Dans leur étude, ils ont tenu compte de plusieurs paramètres, tels que la hauteur du bâtiment, l'humidité relative, le coefficient de retrait, la résistance du béton. Ils ont par ailleurs vérifié leurs résultats obtenus avec deux approches différentes. Les auteurs ont montré que pour les bâtiments en béton de grande hauteur, une analyse de construction par étapes statique non linéaire peut donner des résultats plus réalistes et très différents de ceux obtenus par les analyses traditionnelles qui ignorent les déformations différées dans le temps du béton. De plus, le concept de non-linéarité des matériaux permet d'évaluer les effets de fluage et de retrait des structures et précisément dans les régions à humidité relativement basse. Donc il est recommandé de procéder à une analyse non linéaire de la construction par étapes pour les bâtiments de grande hauteur dans les régions présentant une humidité relative de 60 % ou moins. Les auteurs ont montré aussi qu'en phase de conception, il est préférable d'éviter les changements soudains dans la géométrie de la section transversale.

Leite, Silva, & Oliveira (2016) ont mené un projet de recherche portant sur une analyse numérique de la construction par étapes du tablier d'un pont en béton préfabriqué en tenant compte des effets dépendants du temps du béton. Les résultats de cette étude ont montré qu'il est très important de considérer l'étape de construction dans l'analyse du pont, car les résultantes de contraintes qui sont importantes dans le processus de conception sont très différentes de celles obtenues sans tenir compte de l'étape de construction. Ce fait est particulièrement important pour les ponts, car la période de construction se poursuit sur un laps de temps assez grand.

Pour l'analyse de construction par étapes non linéaire, un logiciel basé sur la MEF, tel que SAP 2000, OPENSEES, LUSAS, etc. peut être utilisé. Une estimation correcte des paramètres de fluage et de retrait est très importante pour la précision des résultats.

1.6 Conclusions et critique de la revue de littérature

Cette revue de littérature décrit, dans une première partie, les différents types de ruptures observés au cours des événements sismiques importants de ces dernières décennies et montre que ces ruptures sont attribuables dans la majorité des cas à un confinement inadéquat plutôt qu'au faible taux d'armature longitudinale. La performance sismique des piles de ponts sous-armées ainsi qu'un résumé de l'isolation sismique à la base et son impact sur la réduction de la demande en ductilité sont également réalisés dans la première partie de cette revue. La synthèse des différentes connaissances présentes dans la littérature montre qu'un assouplissement des exigences du code concernant l'armature minimale est possible, notamment dans le cas des ponts isolés à la base.

La seconde partie de cette revue se concentre sur les phénomènes associés aux déformations de retrait et de fluage du béton, ainsi qu'aux différentes approches de leur prédiction et montre que malgré la diversité des modèles de prédiction il y'a pas de modèle qui se démarque de façon évidente. Cette partie traite aussi de la relation entre l'armature minimale et le comportement temporel du béton et met en évidence l'importance accentuée du taux de renforcement sur les déformations différées du béton.

CHAPITRE 2

MODÉLISATION DU RETRAIT ET DU FLUAGE

L'objectif de ce chapitre est de présenter la modélisation des déformations différées du béton en utilisant le logiciel d'analyse par éléments finis SAP 2000. Tout d'abord, les différents types de retrait et de fluage ainsi que le modèle choisi pour leur prédiction sont définis. Ensuite, la modélisation avec le logiciel SAP 2000 en utilisant la construction par étapes (staged construction) est présentée.

2.1 Prédiction du retrait et du fluage

Les déformations différées du béton, notamment le fluage et le retrait, peuvent affecter la performance en service et vraisemblablement sous séisme des structures en béton armé et doivent être pris en compte via une modélisation réaliste. Mais avant de le faire, il est important de comprendre les effets des déformations différées sur le comportement structural.

2.1.1 Effet du retrait et du fluage sur la structure

Le fluage et le retrait du béton sont inhérents aux caractéristiques du béton et peuvent conduire à long terme à une redistribution des efforts internes et à une déformation des structures.

Dans le cas d'une structure élancée, sous l'effet du phénomène de retrait de séchage, les sections restent planes et le déséquilibre hydrique entraîne un gradient de contraintes amenant, par auto-équilibre, des tractions au voisinage de la surface et des compressions au cœur (figure 2.1a). Ces tractions en surface peuvent conduire à une fissuration en peau et donc à un relâchement partiel des autocontraintes (figure 2.1b), ce qui entraîne une réduction de l'amplitude du retrait (Kovler, 1995).

Quant à l'effet du fluage sous compression, la présence de la charge sur un élément non fissuré implique qu'il n'y a plus de traction en surface de l'élément lorsque la charge est suffisamment élevée (figure 2.1c). La relaxation des contraintes observées sur l'élément non chargé suite à

la fissuration, n'est plus présente. On constate alors que le chargement réduit les tractions et les risques de fissuration (Kovler, 1995). La figure 2.1 résume les états de contraintes de structure dus au retrait et au fluage cités ci-dessus.

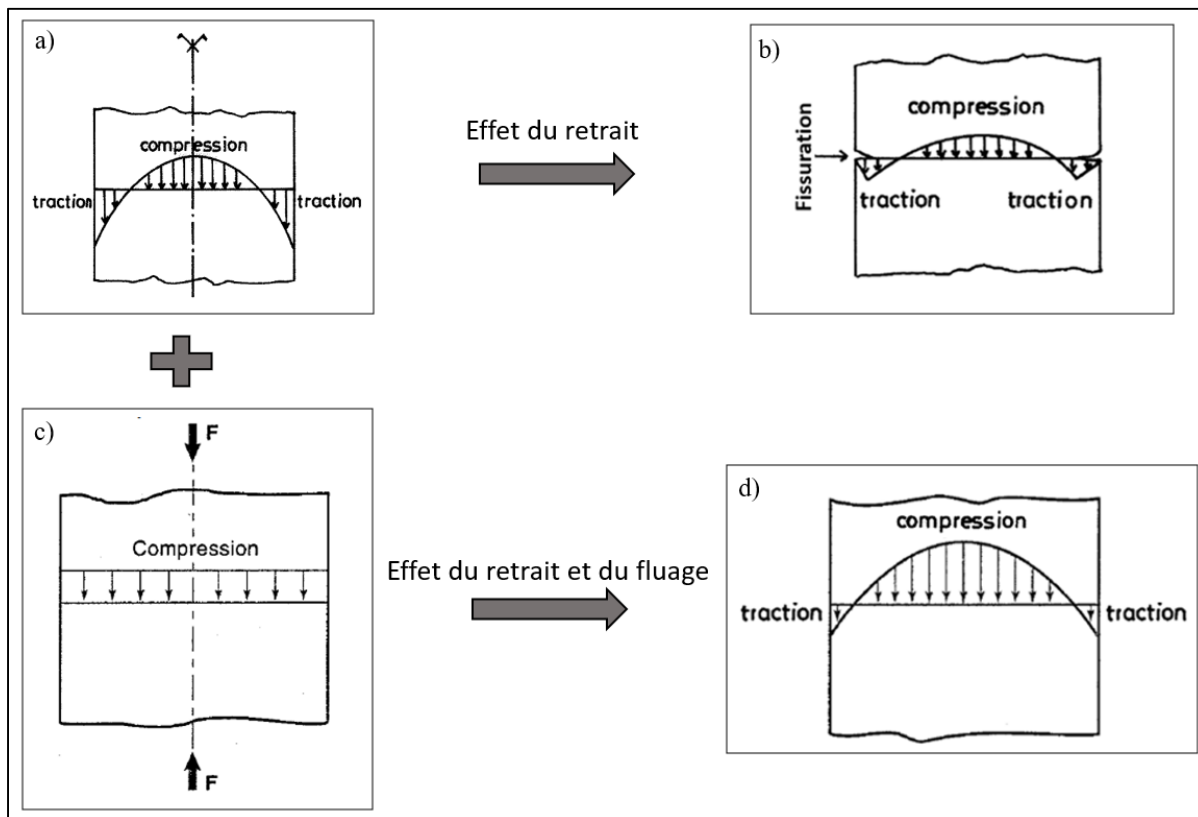


Figure 2.1 États de contraintes de structure dus au retrait et au fluage (a) Répartition théorique des contraintes, (b) Relaxation partielle des contraintes après fissuration de peau; (c) Chargement; (d) État de contrainte résultant

Adaptée de Pons & Torrenti (2008)

Dans le cadre de la flexion, l'impact du fluage peut-être nuisible tout comme souhaitable dans certains cas. Dans le cas général, le fluage n'affecte pas la résistance ultime d'une membrure de structure en béton, mais peut entraîner des flèches excessives. En revanche, le fluage peut être parfois souhaitable dans le cas d'une réparation en béton soumise à des contraintes induites par le retrait au jeune âge, qui peuvent entraîner une fissuration précoce du béton qui affecte sa durabilité (Brooks & Neville, 1977).

La courbure et la flèche des membrures en flexion augmentent sous l'effet du fluage du béton. Cet effet dépend de nombreux facteurs tels que : le niveau de chargement, le taux du renforcement en acier, le niveau de fissuration du béton, notamment dans la zone tendue ainsi que les propriétés mécaniques du béton. De ce fait, le gradient des déformations introduit un fluage différentiel qui provoque une rotation des sections entraîne l'augmentation de la flèche et introduit la microfissuration (Daviau-Desnoyers, 2015).

En conclusion, la prise en compte des déformations dépendant du temps dues au fluage et au retrait est généralement nécessaire pour assurer un comportement satisfaisant des structures en béton.

2.1.2 Choix du modèle de prédiction

Les prévisions concernant le retrait et le fluage du béton sont très importants pour évaluer leurs effets sur les performances structurales. Au cours des dernières décennies, divers modèles de prédiction du fluage et du retrait ont été présentés par des chercheurs sur la base d'un grand nombre de tests. En revanche, jusqu'à présent, aucune théorie n'a pu les expliquer de manière satisfaisante et complète.

Les difficultés des calculs quantitatifs sur le fluage et le retrait sont extraordinaires. Les modèles de prédictions les plus efficaces sont, comme nous l'avons signalé dans la revue de la littérature : ACI 209 (1992), CEB-FIP 90, B3, et GL2000. Ces modèles de prédiction ont une méthode d'explication raisonnable basée sur les données de test et la dérivation théorique.

En se basant sur les interprétations des chercheurs, on peut tirer les conclusions suivantes :

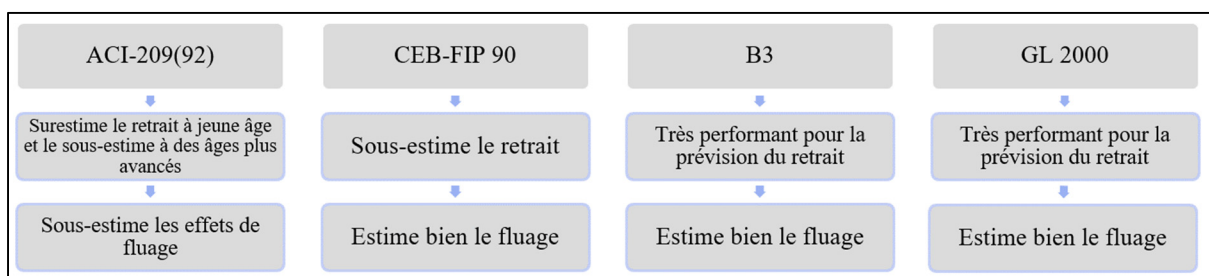


Figure 2.2 Comparaison des modèles de prédiction du retrait et du fluage

En outre, d'après Serre (2015) le modèle CEB-FIP est le plus performant pour la prédiction du retrait de séchage tel qu'appuyé par les résultats de la figure 2.3.

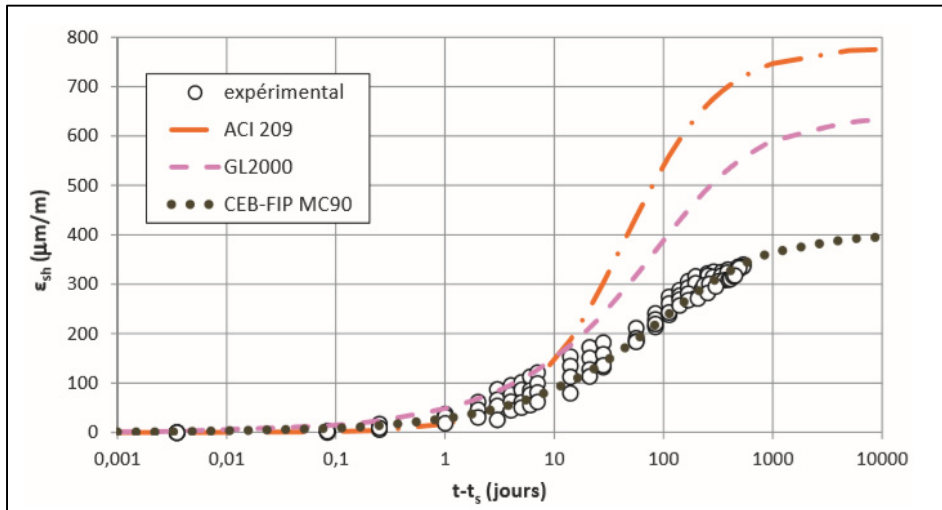


Figure 2.3 Prédiction du retrait de séchage en valeur absolue
Tirée de Serre (2015)

Le modèle du CEB-FIP 90 a longtemps été utilisé par les ingénieurs. Sa popularité est attribuable aux faits que le modèle est pratique à utiliser, les paramètres d'entrée requis sont peu nombreux et qu'il a été implanté dans la majorité des logiciels de calcul de structures. Cependant, ce modèle néglige les déformations du retrait endogène et ne fait pas la distinction entre le fluage propre et le fluage de dessiccation.

La Fédération Internationale du Béton (FIB), née suite à la fusion de la FIP et du CEB en 1998, a présenté en 2013 un modèle de retrait et de fluage adapté du CEB-FIP 90. Le modèle CEB-FIP 2010 reprend le modèle 90 en faisant la distinction entre le fluage propre et celui de dessiccation, et qui prend en considération l'effet du retrait endogène.

En s'appuyant sur les conclusions des chercheurs et sur la description des différents modèles, on constate que le modèle CEB-FIP 2010 est le plus fiable pour la description des phénomènes différés. C'est le modèle adopté dans les simulations réalisées dans le cadre du présent mémoire.

2.1.2.1 Le Modèle CEB-FIP 2010

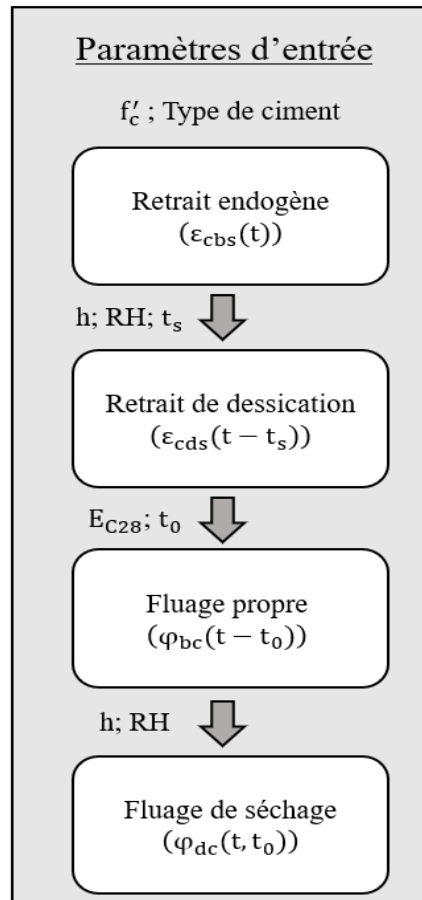


Figure 2.4 Paramètres d'entrées
du modèle CEB-FIP 2010

Avec :

- f'_c : Résistance à la compression du béton au 28^{ième} jour, en MPa;
- h : Taille théorique de l'élément. Ce paramètre est égal $2r_v$, tels que r_v est le rapport volume /surface, exprimé en mm;
- RH : Humidité relative en %;
- E_{c28} : Module d'élasticité moyen du béton sur 28^{ième} jour, en MPa;
- t_s : Âge du béton au début du séchage en jours;
- t_0 : Âge du béton lors du chargement, en jours.

La fonction de prédiction de la déformation due au retrait du modèle CEB-FIP 2010 est exprimée par :

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = [\varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t - t_s)] \quad (2.1)$$

Tel que :

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm28}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (2.1 \text{ a})$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0.2 \sqrt{t}) \quad (2.1 \text{ b})$$

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm28}) = -\alpha_{bs} \left(\frac{0.1 f_{cm28}}{6 + 0.1 f_{cm28}} \right)^{2.5} \times 10^{-6} \quad (2.1 \text{ c})$$

$$\text{Avec :} \quad (2.1 \text{ d})$$

$$f_{cm28} = f'_c + 8 \text{ MPa}$$

Et

$$\varepsilon_{cds}(t - t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm28}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (2.1 \text{ e})$$

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm28}) = [(220 + 110\alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} f_{cm28})] \times 10^{-6} \quad (2.1 \text{ f})$$

$$\beta_{RH}(RH) = \begin{cases} -1.55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & \text{si } 40 \% \leq RH \leq 99 \% \beta_{S1} \\ -0.25 & \text{si } RH \geq 99 \% \beta_{S1} \end{cases} \quad (2.1 \text{ g})$$

$$\text{Avec :} \quad \beta_{S1} = \left(\frac{35}{f_{cm28}} \right)^{0.1} \leq 1 \quad (2.1 \text{ h})$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{0.035 h^2 + (t - t_s)} \right)^{0.5} \quad (2.1 \text{ i})$$

La fonction de fluage du modèle CEB-FIP 2010 est exprimée comme suit :

- le coefficient de fluage

$$\varphi_c(t, t_0) = [\varphi_{bc}(t - t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0)] \quad (2.2)$$

Tel que :

$$\varphi_{bc}(t - t_0) = \frac{1.8}{(f_{cm28})^{0.7}} \times \beta_{bc}(t, t_0) \quad (2.2 \text{ a})$$

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0.035 \right)^2 (t - t_0) + 1 \right) \quad (2.2 \text{ b})$$

Avec :

$$t_{0,adj} = t_0 \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} \right]^\alpha \geq 0.5 \quad (2.2 \text{ c})$$

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm28}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (2.2 \text{ d})$$

$$\beta_{dc}(f_{cm28}) = \frac{412}{(f_{cm28})^{1.4}} \quad (2.2 \text{ e})$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - RH/100}{\sqrt[3]{0.001 h}} \quad (2.2 \text{ f})$$

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,adj})^{0.2}} \quad (2.2 \text{ g})$$

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (2.2 \text{ h})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma(t_0) = \frac{1}{2.3 + 3.5/\sqrt{t_{0,adj}}} \end{cases} \quad (2.2 \text{ i})$$

$$\begin{cases} \beta_h = 1.5 h + 250 \alpha_{fcm} \leq 1500 \alpha_{fcm} \end{cases} \quad \text{Où : } \alpha_{fcm} = \left(\frac{35}{f_{cm28}} \right)^{0.5} \quad (2.2 \text{ j})$$

- la fonction de fluage total est donnée par :

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_{cm}(t_0)} + \frac{\varphi_c(t, t_0)}{E_{c28}} \quad (2.3)$$

L'estimation du module d'élasticité moyen utilisé dans le calcul de la fonction du fluage est exprimée comme suit :

$$E_{cm}(t_0) = \exp \left\{ 0.5 \cdot s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_0} \right)^{0.5} \right] \right\} \times E_{c28} \quad (2.3 a)$$

Avec α_{bs} ; α_{ds1} ; α_{ds2} ; α et s des coefficients basés sur la classe de résistance du ciment, comme indiqué dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 Coefficients de la fonction du fluage du modèle CEB-FIP 2010 dépendants du type de ciment

Type de ciment	α_{bs}	α_{ds1}	α_{ds2}	α	s (pour un béton normal et $f_{cm28} \leq 60$)
32.5N	800	3	0.013	-1	0.38
32.5R; 42.5N	700	4	0.012	0	0.25
42.5R; 52.5N; 52,5R	600	6	0.012	1	0.20

2.2 Étude préliminaire

En se basant sur le modèle de prédiction CEB-FIP 2010 et à l'aide d'un échancier de travaux approprié au modèle de pont considéré durant ce projet de recherche, une étude analytique préliminaire a été effectuée. Le modèle du pont choisi pour cette étude ainsi que les paramètres d'entrées du modèle CEB-FIP 2010 sont détaillés dans le chapitre 3 de ce mémoire «< Modélisation et Conception des Ponts>>».

Dans cette étude préliminaire, la déformation de retrait et le coefficient du fluage des éléments de base du pont : les colonnes, le chevêtre, les poutres et la dalle, ont été examinées, et ce pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest Canadien. L'objectif de ce travail est d'évaluer

l'évolution au fil du temps des pourcentages des déformations différées atteints pour chaque élément du pont. Ces pourcentages servent par la suite à choisir les périodes de calcul lors des analyses non linéaires.

2.2.1 Échéancier des travaux

La construction d'un pont se fait selon une séquence et, un processus difficile à prévoir d'avance de manière très précise. La période de construction se poursuit dans le temps et peut subir des arrêts et reprises, les charges peuvent changer pendant cette période et après, ce qui peut entraîner des différences au niveau du comportement structural. Malgré cela, une analyse réaliste de la séquence et l'échéancier de construction du pont peut être considérée lors de l'étude pour aboutir à une séquence représentative. L'échéancier séquentiel des travaux, présenté à la figure 2.5, a été établi, après consultation d'un gestionnaire de projet et des normes et règlement en vigueur, et est adopté pour les fins de ce projet de recherche à titre d'échéancier et séquence représentatifs.

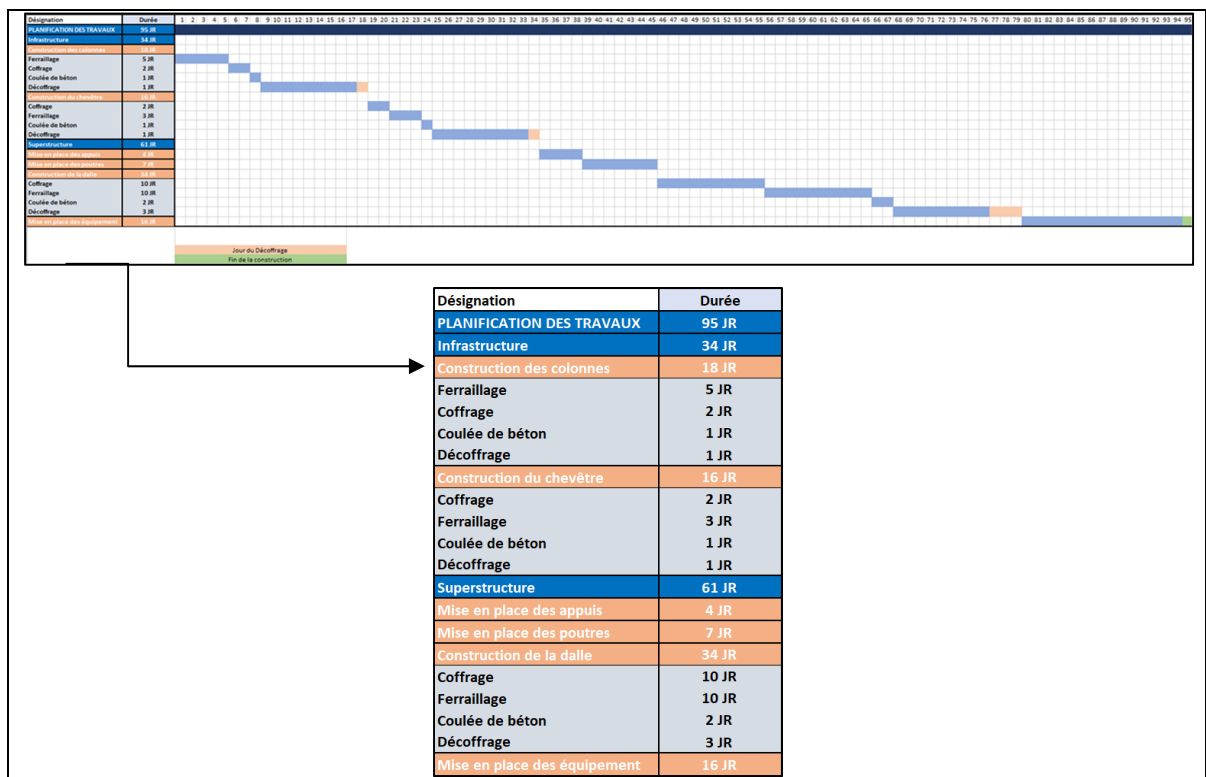


Figure 2.5 Échéancier des travaux de construction des ponts étudiés

2.2.1.1 Décoffrage des éléments

L'âge du décoffrage de l'élément en béton est un paramètre indispensable pour l'étude ; c'est à partir de ce moment que les éléments coulés sur place sont ajoutés à la structure et c'est le moment à partir duquel le retrait de séchage commence. Conformément au manuel de construction et de réparation des structures du Ministère des Transports du Québec (MTQ), les coffrages devraient demeurer en place le plus longtemps possible, idéalement pour toute la durée de la cure (MTQ, 2017 a). De surcroît, le cahier des charges et devis généraux « Infrastructures routières – Construction et réparation » (CCDG) spécifie qu'une période de 7 jours de cure est une valeur minimale et en aucun cas elle ne doit être réduite (MTQ, 2017 b). De plus, pour les éléments porteurs, une résistance minimale correspondant à 70 % de la résistance caractéristique du béton spécifiée à 28 jours doit être atteinte avant le décoffrage (Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete, 2014).

Dans le présent mémoire, l'âge de décoffrage des éléments coulés sur place est spécifié à 10 jours avec une résistance $f'_c(10) = 28$ MPa, calculé à l'aide de la formule proposée par le Comité Européen du Béton (CEB) présenté dans l'équation 2.4 (CEB, 1990). Cette valeur correspond à 80 % de f'_c .

$$f'_c(t) = f_{cm}(t) - 8\text{MPa} \quad \text{Pour } t \geq 3\text{jours} \quad (2.4)$$

Avec :

$$f_{cm}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \cdot f_{cm28} \quad (2.4 \text{ a})$$

Où, f_{cm28} et s sont définis respectivement dans l'équation 2.1 d et le tableau 2.1.

2.2.2 Résultats de l'étude préliminaire

Les résultats de l'étude préliminaire de prédiction de la déformation de retrait et du coefficient du fluage obtenu par le modèle CEB-FIP 2010 sont présentés et discutés dans cette section. Selon le code canadien (CSA-S6:14), la durée de vie nominale des ouvrages doit être de 75

ans. Néanmoins, cette durée de vie est théorique et minimale alors que les ouvrages, bien entretenus et dont la conception est maîtrisée, devraient durer beaucoup plus longtemps, comme en témoignent plusieurs exemples (Pont Jacques-Cartier, Pont Mercier, Pont Victoria, dans la région de Montréal, Québec). Ainsi, le retrait et le fluage des éléments structuraux du pont ont été étudiés et discutés dans le présent mémoire pour une durée de vie 100 ans à partir du moment de la coulée du béton de chaque élément et ce pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest Canadien.

2.2.2.1 Déformation due au retrait

Cette sous-section est consacrée à l'étude des déformations de retrait libre des éléments de base du pont (sans aucune interaction structurale entre les éléments du pont) obtenus par le modèle CEB-FIP 2010. À titre d'exemples, la figure 2.6 et le tableau 2.2 ci-après présentent les déformations dues au retrait des colonnes.

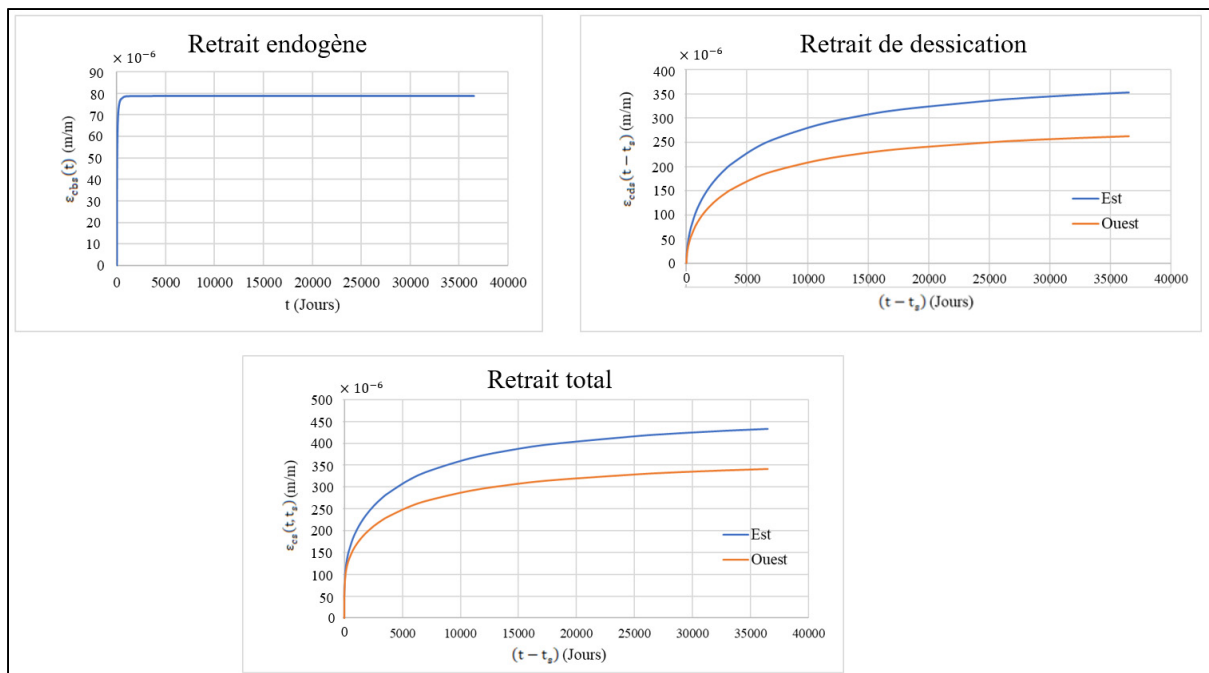


Figure 2.6 Retrait des colonnes en valeur absolue

Tableau 2.2 Valeurs maximales des déformations de colonnes sous l'effet du retrait en m/m

Retrait endogène		Retrait de dessiccation		Retrait total	
Est	Ouest	Est	Ouest	Est	Ouest
-78E-06		-401E-06	-298E-06	-480E-06	-377E-06

Les résultats présentés ci-dessus montrent que la déformation de retrait endogène ne présente pas de variation entre le pont localisé à Montréal (région de l'Est) et celui à Vancouver (région de l'Ouest). Ceci est dû au fait que le retrait endogène ne dépend pas des conditions environnementales. En revanche, la déformation de retrait de dessiccation maximale pour Montréal est 35 % plus élevée que celle à Vancouver, situé dans un environnement plus humide.

En outre, la figure 2.9 montre que la déformation totale de retrait pour le pont situé à l'Est est plus importante que celui situé à l'Ouest. En contrepartie, l'allure de l'augmentation de la courbe de déformation du retrait dans le temps pour les ponts situés dans les deux régions est la même. À cet effet, les pourcentages de l'évolution dans le temps du retrait des éléments structuraux du pont sont semblables pour les deux régions.

Toutefois, le retrait total présente une grande fluctuation au jeune âge en raison de la sensibilité à l'environnement. La déformation de retrait endogène augmente rapidement au cours des 12 premiers jours et elle atteint sa valeur maximale au bout de 5 mois. En revanche, la déformation due au retrait de dessiccation est très lente alors qu'en termes de déformation, le retrait de séchage est plus important que le retrait endogène. De ce fait, la période nécessaire, pour que le béton atteigne son maximum de déformation en retrait, est dominée par le retrait de dessiccation. Les courbes présentées dans la figure 2.7 ci-dessous montrent l'évolution au fil du temps du pourcentage de la déformation due à chaque type de retrait, et ce pour chaque élément du pont.

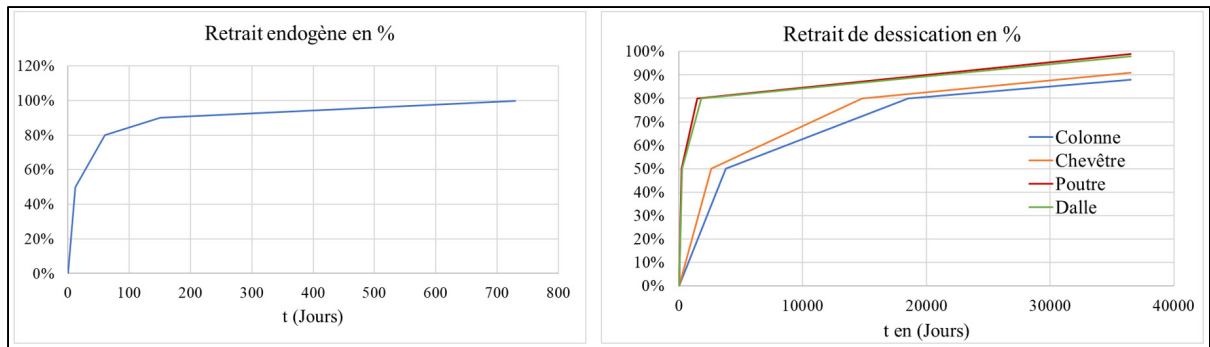


Figure 2.7 Évolution du pourcentage de la déformation pour chaque type de retrait

Les périodes nécessaires pour que la déformation de retrait atteigne les pourcentages caractéristiques de 50 % et 80 % de sa valeur maximale sont également étudiées, et ce pour chaque élément du pont. Ceci est dans le but de fixer les points de calcul pour les analyses non linéaires. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 2.3 ci-après.

Tableau 2.3 Périodes nécessaires pour que le retrait atteigne 50 et 80 pour cent de sa valeur maximale

	Pourcentage	Élément			
		Colonne	Chevêtre	Poutre	Dalle
Retrait endogène	50 %	12 jours			
	80 %	2 mois			
Retrait de dessiccation	50 %	10 ans	7 ans	11 mois	15 mois
	80 %	50 ans	40 ans	5 ans	6 ans
Retrait total	50 %	6 ans	4 ans	7 mois	9 mois
	80 %	40 ans	30 ans	4 ans	5 ans

2.2.2.2 Fluage

Dans cette sous-section, les coefficients du fluage des différents éléments du pont sont présentés et discutés. Le comportement dû au fluage est additif. En effet, chaque incrément de déformation, qu'il soit dû à une charge appliquée ou à une redistribution de charge causée par le fluage lui-même, augmente avec l'âge et conserve sa propre histoire de fluage. À cet effet, la prédiction du fluage doit se faire élément par élément et sous l'effet des différents cas de chargement de chaque élément. À titre d'exemple, la figure 2.8 montre les coefficients de

fluage des colonnes sous l'effet de différents chargements appliqués au cours du temps, pour le pont situé dans la région de l'Est (Montréal).

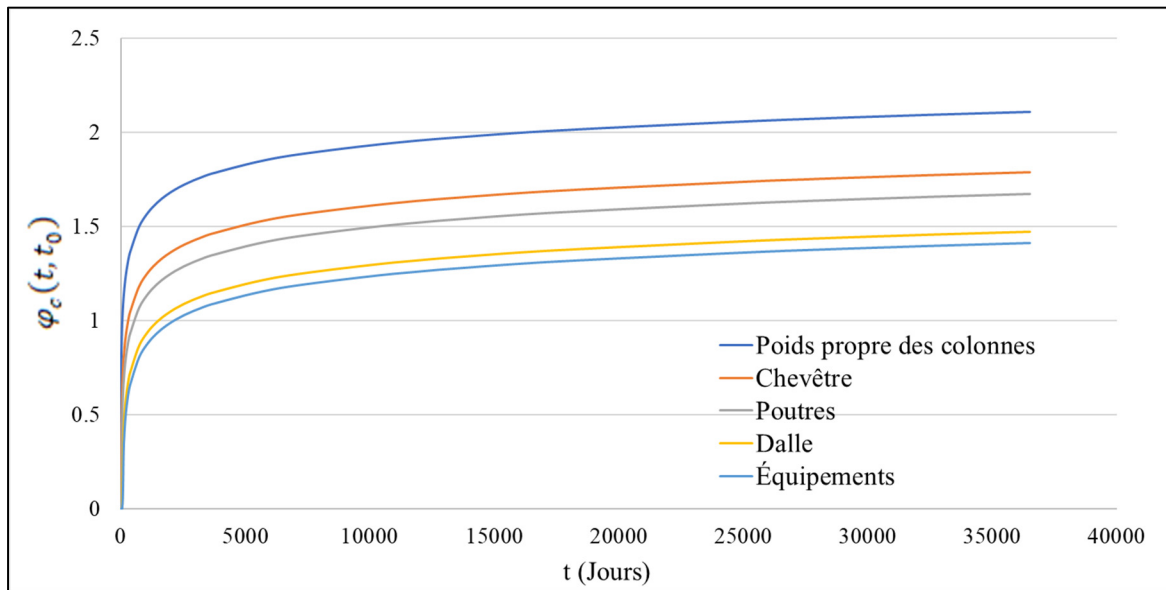


Figure 2.8 Coefficients de fluage des colonnes de la pile centrale des ponts étudiés sous l'effet des différents chargements du pont à Montréal

Après avoir étudié les quatre éléments principaux du pont, nous remarquons que le coefficient de fluage augmente plus rapidement à un âge précoce qu'à un âge avancé. Nous constatons également que plus que 50 % du fluage observé sur une période de 100 ans se produit au cours de la première année et ce pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest Canadien. Les pourcentages des déformations dues au fluage des différents éléments du pont en fonction de leur chargement après 365 jours, par rapport à une durée totale de chargement de 100 ans, sont présentés dans le tableau 2.4 ci-après.

Tableau 2.4 Pourcentages des déformations dues au fluage atteint au bout d'un an pour les différents éléments du pont en fonction de leurs chargements

		Chargements				
		Colonne	Chevêtre	Poutre	Dalle	Équipements
Éléments	Colonne	65 %	59 %	57 %	51 %	50 %
	Chevêtre	-	65 %	61 %	54 %	52 %
	Poutre	-	-	61 %	56 %	54 %
	Dalle	-	-	-	67 %	62 %

Tout comme pour la déformation de retrait, le coefficient du fluage total est aussi d'une importance plus accentuée pour le pont situé à Montréal (région de l'Est) que celui à Vancouver (région de l'Ouest). Cette différence est liée essentiellement au fluage de séchage, lequel présente une variation de 50 % entre les deux régions. À titre d'exemple, la figure 2.9 ci-dessous présente les coefficients de fluage des colonnes sous l'effet du chargement du chevêtre pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest Canadien.

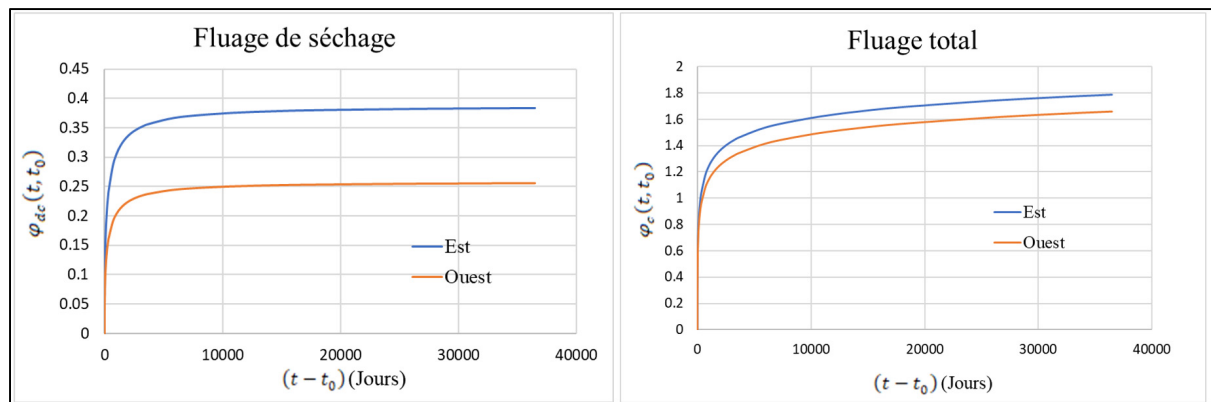


Figure 2.9 Coefficients de fluage des colonnes sous l'effet du chargement du chevêtre pour les deux régions de l'Est (Montréal) et de l'Ouest (Vancouver)

2.3 Modélisation dans le logiciel SAP 2000

La modélisation numérique des deux phénomènes du fluage et du retrait a été effectuée à l'aide du logiciel SAP 2000, lequel intègre le modèle CEB-2010 et qui a l'avantage de permettre le calcul séquentiel.

D'après « La Note Technique du SAP 2000 » (CSI, 2018), afin de pouvoir prendre en compte le comportement des matériaux en fonction du temps, lors d'une analyse de construction par étapes à l'aide du logiciel SAP 2000, les étapes suivantes sont nécessaires :

- la définition des propriétés dépendantes du temps pour chaque matériau affecté;
- la spécification de la taille théorique des éléments étudiés, pour le fluage et le retrait du béton;
- la détermination d'un ou de plusieurs cas de charge de construction par étapes pour spécifier la séquence temporelle d'analyse.

2.3.1 Propriété du béton dépendant du temps dans SAP 2000

Pour les matériaux en béton, le SAP 2000 permet de spécifier plusieurs types de comportements dépendant du temps tels que la résistance à la compression et la rigidité, le fluage et le retrait (CSI, 2018).

La résistance à la compression et la rigidité : elles sont déterminées par la variation du module d'élasticité avec l'âge du matériau. Ce comportement met à l'échelle les modules élastiques spécifiés pour le matériau. Le concept de module d'élasticité ajusté en fonction de l'âge (équation 1.24) est conçu de sorte que les déformations différées peuvent être modélisées plus précisément et aussi pour tenir compte de la variation de la déformation instantanée du matériau en fonction du temps.

$$E_{cm}(t) = \beta_E(t) \times E_{c28} \quad (2.5)$$

Le fluage : le logiciel calcule la déformation de fluage au temps t pour une charge σ_c appliquée au temps t_0 de la façon suivante :

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi_c(t, t_0) \left(\frac{\sigma_c}{E_{cm}(t_0)} \right) \quad (2.6)$$

Tel que $\beta_E(t)$ et $\varphi_c(t, t_0)$, varient dépendamment du modèle choisi pour la prédiction des déformations différées.

SAP 2000 offre la possibilité de modéliser le comportement de fluage par intégration complète ou en utilisant une approximation de la série de Dirichlet. En outre, ce logiciel permet de considérer pour le fluage et le retrait des éléments en béton, l'effet de la compatibilité de déformation avec le taux de renforcement d'acier d'armature en utilisant un facteur de correction.

2.3.2 Principe de la construction par étapes dans SAP 2000

La construction par étapes est un type spécial d'analyse statique non linéaire dans le logiciel, qui prend en compte le concept de chargement incrémentiel. Ce type de construction est connu sous le nom de construction incrémentielle ou séquentielle ("Staged construction", en Anglais).

Les éléments structuraux du pont sont sensibles à l'effet de la construction séquentielle, car lorsque ce type de construction est ignoré, l'analyse suppose que la totalité des charges est appliquée d'un seul coup à la structure entière. La construction par étapes est essentielle pour bien refléter les déformations différées dans le temps du fluage et du retrait.

Pour chaque cas de charge de construction par étapes non linéaire, une séquence d'étapes doit être définie. Celles-ci sont analysées dans l'ordre défini. Ensuite, l'analyse non linéaire peut continuer à partir de l'analyse de construction par étapes en se basant sur l'état de la structure établi à la fin de la construction séquentielle.

Durant chaque étape, plusieurs paramètres doivent être spécifiés tels que la durée, l'âge des objets au moment de leur ajout et les guides. Plusieurs opérations peuvent être également effectuées telles que la modification des propriétés de section, l'ajout et la suppression des éléments de la structure et le changement des modificateurs des propriétés.

Le cas de charge de construction par étapes ne prend pas en compte, par défaut, le comportement du matériau en fonction du temps. Cette option doit être activée par l'utilisateur.

2.3.2.1 Les principaux paramètres de la construction par étapes dans SAP 2000

Afin de prendre en considération les effets dépendant du temps des matériaux lors d'une construction par étapes, plusieurs paramètres doivent être spécifiés :

Le guide

Le but des objets guides est de localiser les objets nouvellement ajoutés en tenant compte de la déformée des objets déjà existants. Les objets guides ont la même géométrie et la même connectivité que l'objet réel et avec une rigidité identique, mais sans masse ni poids, sans charge et sans comportement dépendant du temps. Les objets guide sont principalement utiles pour les objets-cadres et dalles homogènes.

Les objets guides sont déviés avec la partie de la structure déjà présente dans l'analyse de construction par étapes. Lorsqu'un objet réel est ajouté à la structure, il remplace l'objet guide au même emplacement déplacé. Les déformations rapportées pour le nouvel objet ajouté incluront les déformations du guide causées par la partie précédemment existante de la structure.

Les utilisations typiques des structures de guidage incluent la construction en porte-à-faux et les ponts composites pour lesquels la dalle de béton est coulée sur place sur des poutres précédemment construites.

L'âge lors de l'ajout

Le comportement du béton dépendant du temps est fortement affecté par l'âge auquel commencent le retrait et le fluage. L'âge lors de l'ajout indique l'âge du matériau avant qu'il ne devienne actif dans le modèle. Cela n'affecte que les matériaux en béton et exprime généralement :

- l'âge depuis la coulée d'un élément préfabriqué;
- l'âge depuis la coulée jusqu'au décoffrage d'un élément coulé en place. L'élément doit être durci et peut supporter une charge lors de l'ajout, car le SAP ne prend pas en considération l'effet du béton humide (CSI, 2018).

La durée

Une durée, en jours, est utilisée pour les effets dépendants du temps :

- si la durée est nulle pour une étape donnée, aucun changement de comportement significatif indépendant du temps n'est pris en compte pour cette étape;
- si la durée est positive, toutes les opérations d'étape spécifiées seront d'abord effectuées et se produiront instantanément, avant l'application du comportement dépendant du temps pour la durée de l'étape.

2.3.2.2 Méthode d'analyse de la construction par étapes

Chaque étape est analysée séparément dans l'ordre dans lequel les étapes sont définies. L'analyse s'effectue en deux parties pour chacune des étapes considérées dans le cas d'étude :

1. Les modifications apportées à la structure et à l'application des charges sont analysées. Celles-ci se produisent instantanément dans le temps, c'est-à-dire que l'analyse peut être incrémentielle, mais qu'aucun temps ne s'écoule du point de vue du matériau;

2. Si une durée non nulle a été spécifiée, les effets significatifs en fonction du temps sont ensuite analysés. Pendant ce temps, la structure ne change pas et les charges appliquées sont maintenues constantes. Cependant, une redistribution des contraintes internes peut survenir.

2.3.2.3 Étapes de sortie

Le pas de temps utilisé pour l'analyse en fonction du temps est basé sur le nombre de pas sauvegardés pour les deux parties de chaque étape :

1. Nombre d'étapes à sauvegarder lors des modifications de la structure et lors de l'application immédiate de charge;
2. Nombre d'étapes à enregistrer lors de l'analyse en fonction du temps pour le vieillissement, le fluage et le retrait.

Le nombre d'étapes spécifié pour les deux parties de chaque étape s'applique également à toutes les étapes du cas de charge.

Pour les structures statiquement indéterminées, une redistribution importante des contraintes peut survenir en raison du fluage et du retrait. Il est donc important d'utiliser, dans de tels cas, des pas de temps assez petits, en particulier pendant le jeune âge de la structure où elle est sujette à des changements plus importants.

2.3.3 La construction par étapes du cas d'étude du présent mémoire

En se basant sur l'échéancier des travaux défini précédemment, et à l'aide du logiciel SAP 2000 (CSI, 2018), la construction séquentielle considérée durant cette recherche est présentée dans la figure 2.10 ci-après.



Figure 2.10 Définition de la construction par étapes modélisée dans SAP 2000

Pour des fins de l'analyse de fluage l'approche d'intégration complète a été utilisée, et une étude de sensibilité a été effectuée afin de déterminer le nombre de pas nécessaires pour la convergence des résultats.

CHAPITRE 3

MODÉLISATION ET CONCEPTION DES PONTS

Ce projet de recherche s'inscrit dans le cadre d'une évaluation de l'effet des déformations différées du béton sur le comportement sismique des piles de ponts isolés à la base et faiblement armées. Dans cette optique, un type de pont routier très commun a été sélectionné et plusieurs variantes ont été conçues et modélisées. Ce chapitre présente la modélisation ainsi que la conception conformément aux exigences du CSA-S6-14 des variantes de ce modèle de pont.

Au cours de la présente recherche, deux modélisations ont été considérées. La première a été effectuée dans le but de déterminer la demande sismique pour fin de conception. Ensuite, afin d'étudier la performance sismique de la structure, une deuxième étape de modélisation, considérant la discrétisation en éléments fibre de la zone de rotule plastique, a été réalisée. La figure 3.1 résume le cheminement global du processus de la modélisation et de la conception suivi durant cette étude.

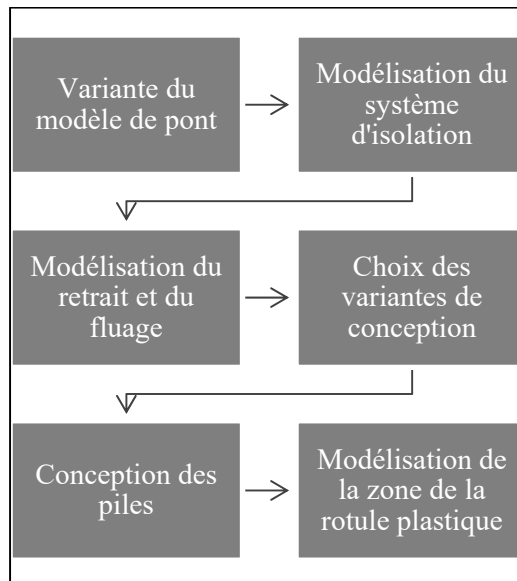


Figure 3.1 Cheminement global de la conception d'une variante du pont type étudié

3.1 Sélection et description du Modèle de pont

Le pont sélectionné pour cette étude est un pont droit régulier, représentatif des ponts courants qu'on rencontre sur le réseau routier au Canada. Ce type de pont représente 71 % sur un total de 119 ponts du Québec (Galy, Khaled, & Nollet, 2010). Le pont est composé d'un tablier à deux travées continues de 36 m de longueur chacune et 13 m de largeur. Le tablier repose sur deux culées aux extrémités et une unité de fondation centrale. La Figure 3.2 montre la coupe longitudinale du pont.

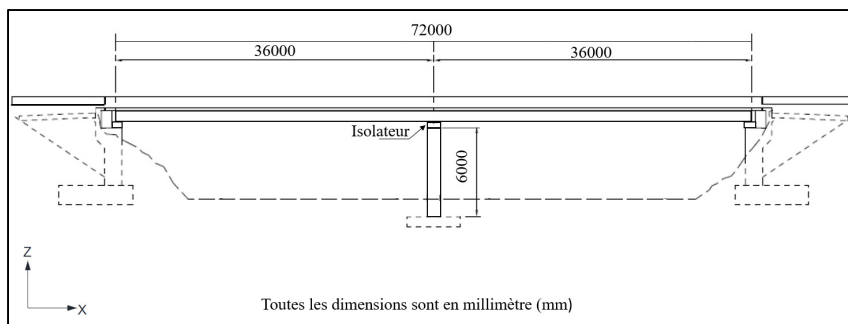


Figure 3.2 Coupe longitudinale du pont

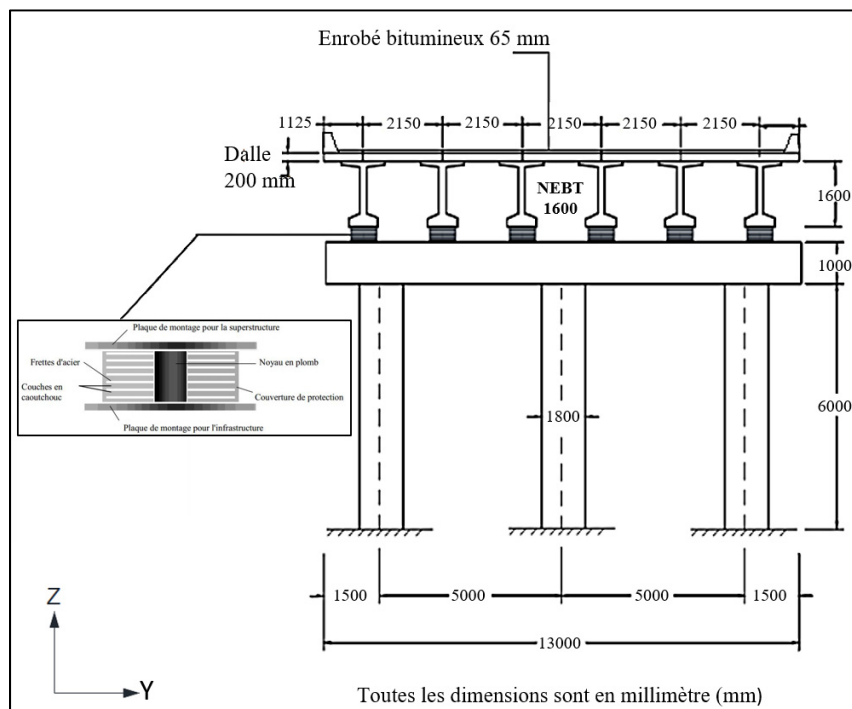


Figure 3.3 Coupe transversale du pont

L'unité de fondation centrale est constituée d'un portique simple à trois colonnes (pile à colonnes multiples) de section rectangulaire de $1,8 \text{ m} \times 0,9 \text{ m}$ ayant une hauteur de 6 m. Les colonnes sont reliées par un chevêtre de section $1,0 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$, ce qui porte la hauteur du portique à un total de 7 m.

Le tablier du pont est composé d'une dalle en béton armé coulée en place de 200 mm d'épaisseur surmontée d'une couche d'enrobé bitumineux d'une épaisseur de 65 mm, reposant sur six poutres préfabriquées en béton précontraint de type NEBT 1600. Les poutres du tablier sont appuyées sur un total de dix-huit (18) appuis isolateurs sismiques, placés au niveau de la pile centrale et des deux culées d'extrémités. Les colonnes du portique sont encastrées à la base. La figure 3.3 présente la coupe transversale du pont utilisé dans cette étude.

Pour tous les éléments du pont, un amortissement intrinsèque de 5 % a été attribué afin de prendre en considération le frottement interne des matériaux constitutifs du béton. Une résistance à la compression du béton (f'_c) à 28 jours de 35 MPa, ainsi qu'une limite d'élasticité (f_y) de 400 MPa et un module d'élasticité (E_s) de $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ pour l'acier d'armature, ont été considérés dans le cadre de cette étude.

3.2 Modélisation du pont

Pour les fins de calculer la demande sismique, requise pour la conception, une modélisation tridimensionnelle (3D) du pont a été réalisée à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP 2000 (CSI, 2018). Les éléments structuraux du tablier du pont ont été modélisés à l'aide d'éléments coques minces (pour la dalle) assemblés à des éléments de type poutre, pour les poutres NEBT. Le chevêtre et les colonnes composant la pile centrale ont été modélisés par des éléments de type poutre-colonne. Pour le portique, les colonnes sont encastrées à la base. Les culées ont été modélisées par des appuis fixes, permettant la rotation. La figure 3.4 montre le modèle 3D du pont.

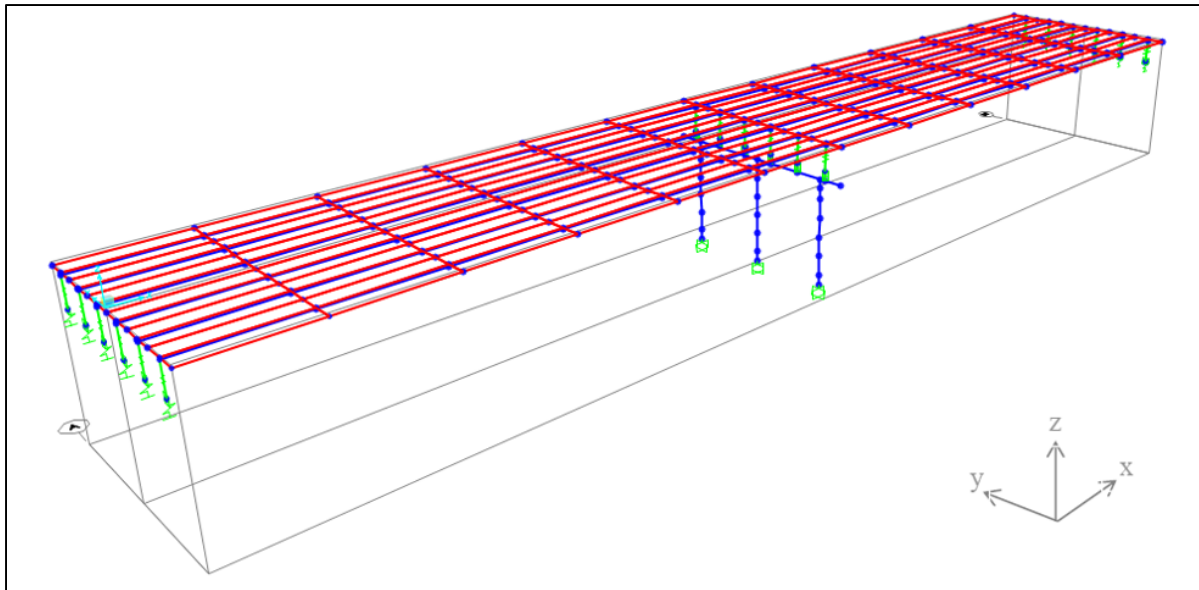


Figure 3.4 Modélisation tridimensionnelle du pont

La superstructure et le chevêtre ont un comportement élastique linéaire. En revanche, les colonnes du système de pile incorporent une zone de rotule plastique afin de représenter le comportement inélastique à la base des colonnes. Il est à noter aussi que la zone de rotule plastique peut se produire en tête des colonnes suite à l'effet-cadre dans la direction transversale du pont.

3.3 Système d'isolation sismique

Le système d'isolation sismique est constitué de dix-huit isolateurs de type élastomère avec noyau de plomb, distribués à raison de six (06) par unité de fondation. La répartition du système d'isolation est présentée plus loin dans le texte. Les isolateurs sont constitués d'alternance de couches de caoutchouc et de feuilles d'acier tel qu'illustré dans la figure 3.2. Les couches d'élastomère confèrent une grande flexibilité latérale au système. Le noyau de plomb confère à l'isolateur l'essentiel de sa capacité de dissipation d'énergie et d'amortissement. Les cales en acier, entre les couches d'élastomère, permettent d'assurer au système une bonne rigidité et capacité portante verticales.

Le comportement hystérétique des isolateurs sismiques situés entre la superstructure et les unités de fondation est de type bilinéaire. Il peut être idéalisé tel que montré par la figure 3.5.

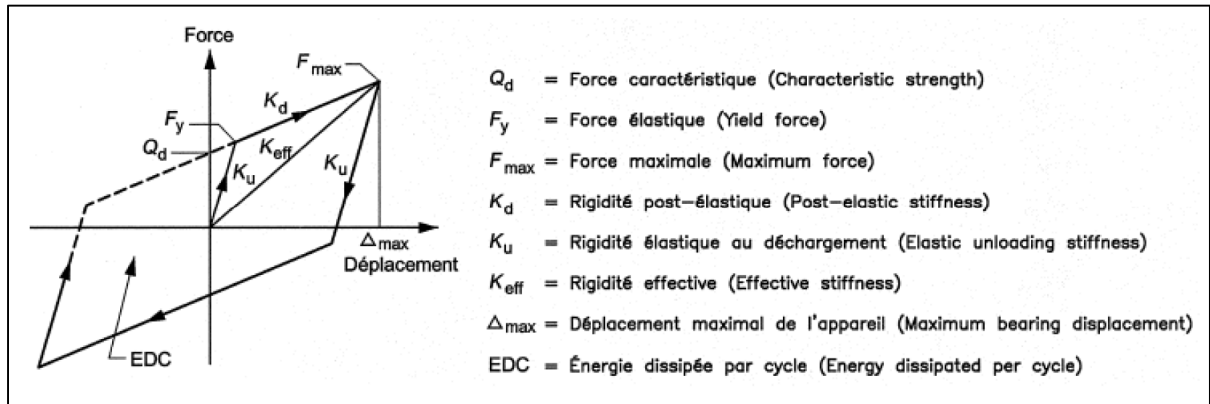


Figure 3.5 Comportement bilinéaire
Tirée de Martel & Maltais (2015)

La résistance caractéristique, Q_d et la rigidité post-élastique, K_d , sont les propriétés hystérétiques principales de ce modèle de comportement. Q_d est le paramètre lié à l'énergie dissipée par cycle (EDC) et K_d est le paramètre clé afin d'obtenir un recentrage adéquat du pont.

Afin de satisfaire l'objectif cible de cette étude, les caractéristiques hystérétiques du système d'isolation sismique ont été choisies de façon que le taux de renforcement en armature requis selon la demande sismique des ponts sous étude, pour les deux régions de l'Est (Montréal) et de l'Ouest (Vancouver) Canadien, soit égal à 0,5 %. Dans cette optique, la période de vibration et l'amortissement visqueux équivalent déterminés au moyen d'une analyse simplifiée et selon les exigences de la clause 4.10.5.3 du code Canadien CSA-S6-14, sont respectivement de 2 s et de 20 % à l'Est et de 3,5 s et 20 % à l'Ouest. Ces valeurs sont situées à l'intérieur des valeurs typiques utilisées dans la pratique actuelle au Canada. Le tableau 3.1 présente les propriétés hystérétiques du système d'isolation sismique considéré dans cette étude.

Tableau 3.1 Caractéristiques hystérétiques du système d'isolation

	Est (Montréal)	Ouest (Vancouver)
	$t_{\text{eff}} = 2 \text{ s}; \beta = 20 \%$	$t_{\text{eff}} = 3,5 \text{ s}; \beta = 20 \%$
$Q_d(\text{kN})$	250	325
$K_d(\text{kN/m})$	9000	2750
$K_u(\text{kN/m})$	90000	27500
$D_y(\text{m})$	0,003	0.013
$F_y(\text{kN})$	277	361
$K_{\text{eff}}(\text{kN/m})$	15220	3950
$\Delta_{\text{max}}(\text{m})$	0,052	0.342
$F_{\text{max}}(\text{kN})$	786	1349

Moradiankhabiri (2016) a étudié l'effet de la répartition du système d'isolation sur la réponse sismique pour les ponts situés dans les régions de l'Est et de l'Ouest canadien en considérant plusieurs variantes de répartitions. En se basant sur l'interprétation de ses résultats, la répartition du système d'isolation choisi dans le cadre de cette étude est présentée dans le tableau 3.2. Ce choix a été effectué dans le but d'obtenir des ponts isolés dans les deux directions principales.

Tableau 3.2 Répartition du système d'isolation sismique

Région	Répartition du système d'isolation			
	Culées		Pile centrale	
	Longitudinale	Transversale	Longitudinale	Transversale
Est	libre	25 %	100 %	50 %
Ouest	25 %	25 %	50 %	50 %

Les isolateurs sismiques ont été modélisés dans le logiciel SAP 2000 à l'aide de lien « Link-Element » en adoptant un comportement hystérétique d'isolateur en élastomère « Rubber Isolator ». Il s'agit d'un isolateur hystérétique bidirectionnel qui possède des propriétés de plasticité couplée pour les deux déformations de cisaillement et des propriétés de

rigidité efficace linéaire pour les quatre déformations restantes. Le modèle de plasticité est basé sur le comportement hystérétique proposé par Wen (1976) et Park, Wen et Ang (1986), et recommandé par CSI-Bridge pour l'analyse de l'isolation à la base (CSI, 2018).

3.4 Modélisation du retrait et du fluage

De toute évidence, le retrait et le fluage sont les phénomènes clés de cette recherche. De ce fait, leur modélisation est bien détaillée dans le chapitre 2 du mémoire. Le modèle mathématique choisi pour la prédiction de ces deux phénomènes est le modèle CEB-FIP 2010 proposé par le Comité Européen du Béton (CEB) et la Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) en 2013. Ce modèle prend en considération l'effet du retrait endogène et sépare notamment le fluage propre du celui de dessiccation.

Ce modèle dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels on peut citer la résistance à la compression à 28 jours (f'_c), le module d'élasticité à 28 jours (E_{c28}), le type de ciment, l'humidité relative de la région (RH), la taille théorique des éléments étudiés (h), ainsi que l'âge au début de séchage (t_s) et l'âge au moment du chargement (t_0). En ce qui concerne les deux derniers paramètres, ils ont été déterminés à travers l'échéancier des travaux, comme nous l'avons mentionné dans le chapitre 2. Les autres paramètres, qui sont présentés dans le tableau 3.3, ont été déterminés selon les exigences du code CSA-S6-14.

Tableau 3.3 Paramètres d'entrée du modèle CEB-FIP 2010

		Éléments			
		Colonnes	Chevêtre	Dalle	Poutres
Paramètres	f'_c	35 MPa			
	E_{c28}	26273 MPa			27098 MPa
	Type de ciment	42,5 N			
	RH	Est (Montréal)	70 %		
		Ouest (Vancouver)	80 %		
	h	545 mm	481 mm	196 mm	172 mm

Les résultats obtenus par l'étude préliminaire de prédictions des effets du retrait et du fluage détaillé dans le chapitre 2 du mémoire sont résumés dans les figures 3.6 et 3.7 ci-après. Ces figures présentent respectivement les déformations dues au retrait des différents éléments structuraux du pont et les coefficients du fluage des colonnes, qui constituent les éléments primordiaux de cette étude, sous l'effet des différents chargements appliqués au cours du temps, et ce pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest Canadien et pour une période de 100 ans.

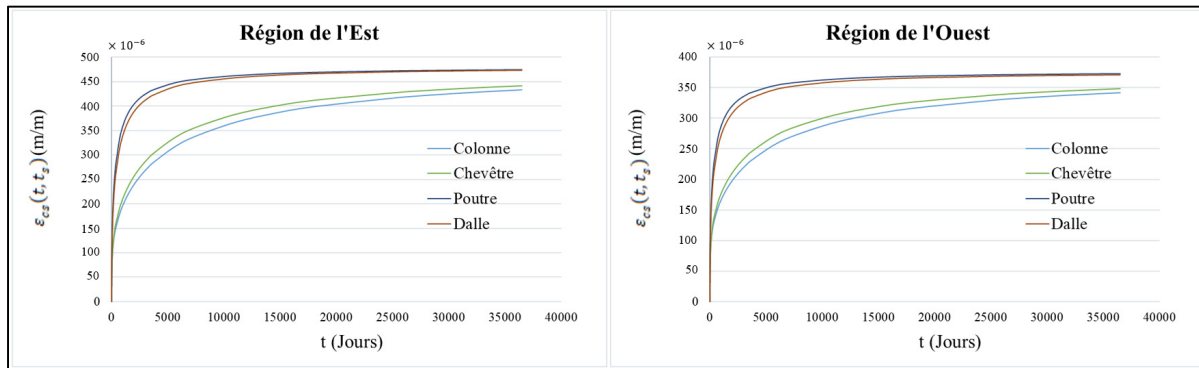


Figure 3.6 Retrait des éléments structuraux du pont en valeur absolue

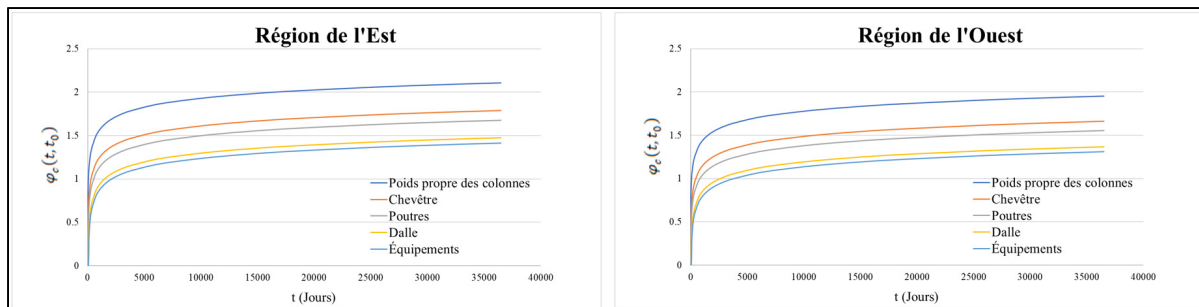


Figure 3.7 Coefficients du fluage des colonnes sous l'effet des différents chargements appliqués au cours du temps

Tels qu'indiqué dans la revue de la littérature, une modification est apportée à la détermination du module d'élasticité du béton (E_{c28}) par la nouvelle version du code canadien sur le calcul des ponts routiers sorti au cours de la présente recherche, le CSA-S6:19. Cette modification est mineure et n'a pas d'effet significatif sur les résultats obtenus.

3.5 Choix des scénarios de construction

Dans le cadre de ce projet de recherche, le comportement temporel du béton a été considéré dès l'étape de conception. À cet effet, le pont est construit dans un premier temps en une seule étape, pour simuler le cas où les effets de fluage et de retrait sont ignorés. Puis, une construction séquentielle est établie avec différents scénarios définis par le temps auquel des pourcentages caractéristiques de retrait et de fluage des différents éléments du pont sont atteints durant sa durée de vie.

Le choix des scénarios de construction a été basé sur l'étude préliminaire de la prédiction des effets du retrait et du fluage des éléments structuraux du pont. Sur la base des résultats obtenus lors de cette étude préliminaire cinq périodes clés ont été retenues pour la suite du projet, soit : (a) un séisme se produisant à la fin de construction de l'ouvrage où environ 50 % du retrait endogène s'est déjà produit pour tous les éléments de ponts; (b) un séisme se produisant après 1 an, période durant laquelle le retrait endogène est terminé et le fluage est à 50 %; (c) un séisme se produisant après 5 ans, où 50 % du retrait total du pont est atteint pour la majorité des éléments; (d) un séisme se produisant après 30 ans, période durant laquelle 80 % du retrait et du fluage total ont été atteints; et (e) un séisme se produisant après 100 ans, c'est-à-dire à la fin de vie de l'ouvrage. La prédiction des effets dépendant du temps est détaillée dans le chapitre 2 du mémoire. Le tableau 3.4 présente les différents scénarios de construction considérés pour cette étude.

Tableau 3.4 Différents scénarios de construction considérés dans l'étude

Nom	Description	
P1	Construction en une seule étape (retrait et fluage ignorés)	
P2-0	Construction séquentielle (en tenant compte du retrait et du fluage selon la figure 2.5)	Séisme à la fin de la construction
P2-1		Séisme après 1 an de la fin de la construction
P2-5		Séisme après 5 ans de la fin de la construction
P2-30		Séisme après 30 ans de la fin de la construction
P2-100		Séisme à la fin de durée de vie du pont (après 100 ans de la fin de la construction)

3.6 Conception des piles

Les deux modèles de ponts de l'Est et de l'Ouest Canadien sont considérés comme des ponts essentiels. Conformément à l'exigence de l'article 4.4.5.3.1 du code CSA-S6-14, la conception parasismique doit être basée sur la performance. Dans ce cadre, le comportement des ponts demeure essentiellement élastique. Comme indiqué précédemment, seule la pile centrale est susceptible de développer des déformations inélastiques alors que le tablier et les culées d'extrémités adoptent un comportement élastique linéaire. De ce fait, la conception sismique du pont se résume à la conception de la pile centrale et se concentre, plus précisément, sur sa partie inférieure étant donné la présence des isolateurs entre le chevêtre et le tablier.

3.6.1 Étapes de la conception

Les étapes de conception sismique des piles du pont sont résumées dans la figure 3.8 et décrites dans ce qui suit, et ce pour les deux régions de l'Est (Montréal) et de l'Ouest (Vancouver) du Canada.

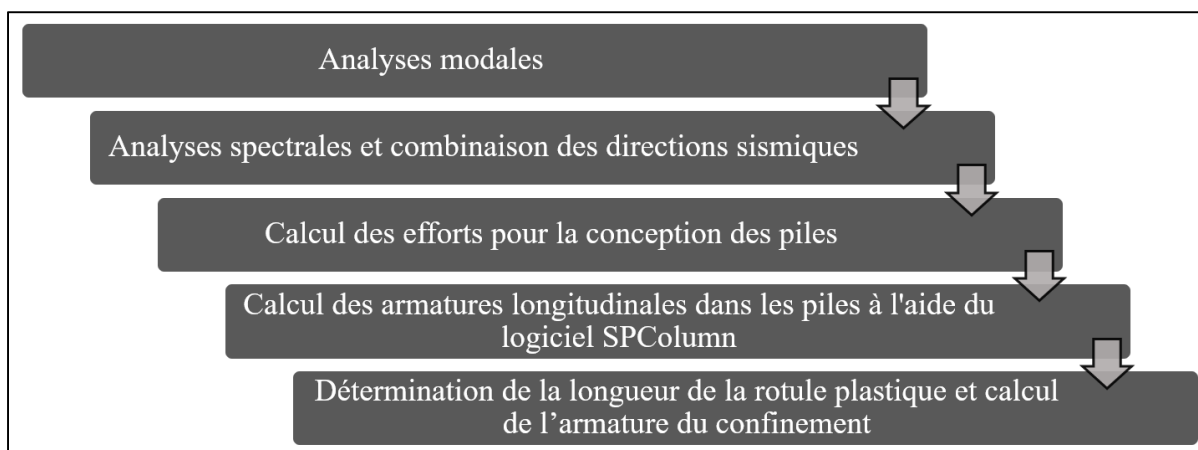


Figure 3.8 Cheminement de la conception

3.6.2 Analyses modales

Pour les fins de conception, il n'est pas nécessaire de connaître toute la réponse de la structure analysée dans le temps et la réponse maximale suffit. La méthode spectrale se base sur la combinaison de la réponse maximale des principaux modes de vibration de la structure pour estimer la réponse maximale de la structure. Dans cette optique, conformément à l'exigence du code CSA-S6-14 et à l'aide du logiciel SAP 2000, nous avons effectué une analyse dynamique spectrale en utilisant la méthode de combinaison quadratique complète (CQC) suggérée par Caltrans «California Transportation» (Aviram et al., 2008). Les modes utilisés dans cette analyse sont ceux incluant au moins 90 % de la masse totale dans les deux directions longitudinale et transversale des variantes du pont.

Les résultats de l'analyse modale ont montré que 90 % de la masse totale est mobilisée par les deux premiers modes de vibration dans les deux directions horizontales et ce pour les deux régions de l'Est (Montréal) et l'Ouest (Vancouver) canadien. Les résultats sont résumés dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 Résumé des modes de vibration et des masses modales

Région	Mode	Période (s)	Masse modale cumulative (%)	
			Direction longitudinale	Direction Transversale
Est (Montréal)	1	2,03	96	0
	2	1,78	96	94
Ouest (Vancouver)	1	3,53	95	0
	2	3,50	95	94

3.6.3 Analyses spectrales

Pour les fins de conception, il n'est pas nécessaire de connaître toute la réponse de la structure analysée dans le temps et la réponse maximale suffit. La méthode spectrale se base sur la combinaison de la réponse maximale des principaux modes de vibration de la structure pour estimer la réponse maximale de la structure. Dans cette optique, conformément à l'exigence

du code CSA-S6-14 et à l'aide du logiciel SAP 2000, nous avons effectué une analyse dynamique spectrale en utilisant la méthode de combinaison quadratique complète (CQC) suggérée par Caltrans «California Transportation» (Aviram, Mackie, & Stojadinović., 2008). Les modes utilisés dans cette analyse sont ceux incluant au moins 90 % de la masse totale dans les deux directions longitudinale et transversale des variantes du pont.

Selon le code CSA-S6-14, cette analyse introduit l'accélération spectrale de conception $S(T)$ qui correspond aux conditions géologiques des sites sous étude. Les spectres des villes de Montréal (Est) et Vancouver (Ouest), pour une période de retour de 2 % en 50 ans et un sol de classe C, ont été utilisés. Selon les spécifications de la clause 4.10.5.4 du code, pour les ponts isolés à la base le spectre doit être modifié pour refléter le niveau d'amortissement plus élevé associé aux modes de vibration isolées. Les valeurs spectrales pour un amortissement de 5 % sont divisées par un coefficient d'amortissement B pour la plage de T supérieure ou égale à $0.8 T_{eff}$. B est donné par l'équation suivante :

$$B = (\xi/0,05)^n \quad (3.1)$$

Avec :

- ξ : Taux d'amortissement équivalent;
- n : 0,2 à l'Est et 0,3 à l'Ouest.

La figure 3.9 montre le spectre modifié pour les villes de Montréal (Est) et Vancouver (Ouest).

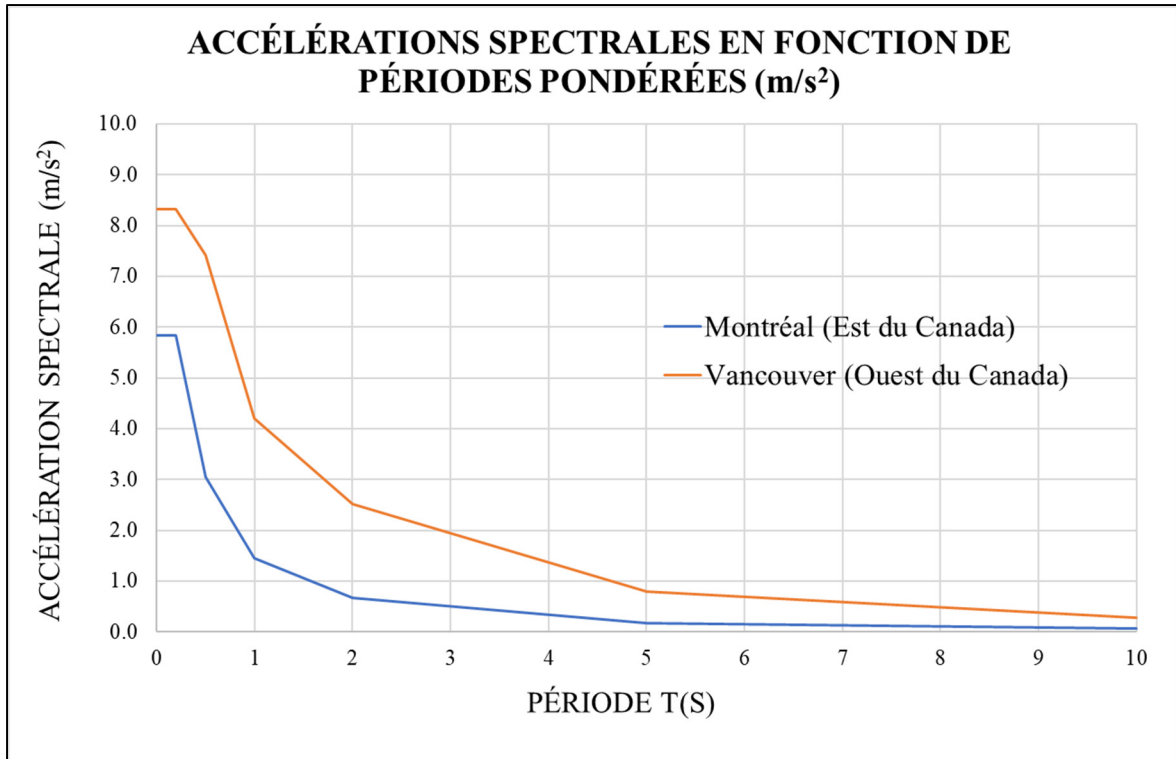


Figure 3.9 Spectres de calcul modifié pour les sites de Montréal et de Vancouver, sol de classe C, période de retour de 2475 ans

Après avoir déterminé les réponses sismiques maximales ($\vec{R}_1$ et $\vec{R}_2$) dans les deux directions horizontales séparément suite à l'analyse spectrale multimodale, la réponse sismique critique $\vec{R}$ est obtenue en combinant ces réponses maximales selon la règle des 30 % (Équation. 3.2), conformément aux recommandations du code CSA-S6-14.

$$\begin{aligned}\vec{R} &= \vec{R}_1 + 0.3 \vec{R}_2 \\ \vec{R} &= 0.3 \vec{R}_1 + \vec{R}_2\end{aligned}\tag{3.2}$$

Dans l'équation 3.1, $\vec{R}_1$ (M_{1X}, M_{1Y}) et $\vec{R}_2$ (M_{2X}, M_{2Y}) sont les réponses sismiques maximales selon les directions principales (1) longitudinale et (2) transversale respectivement, et (M_X, M_Y) sont les moments bi-axiaux déterminés à la base des colonnes suivant leurs axes locaux x et y qui coïncident avec les axes principaux 1 et 2 du pont.

3.6.4 Calcul des efforts sismiques pour la conception

Une fois les demandes sismiques maximales de la pile déterminées, ainsi que l'analyse statique pour chaque scénario de construction sous l'effet des charges mortes (D) effectuée, les efforts internes maximaux sont obtenus dans la pile. Ces efforts sont résumés dans les tableaux 3.6 et 3.7 ci-après, pour les trente-six (36) colonnes des deux modèles de ponts de l'Est (Montréal) et de l'Ouest (Vancouver) avec les différents scénarios de construction étudiés.

Tableau 3.6 Efforts maximaux pour les piles du modèle du pont isolé de la région de l'Est pour les différents scénarios de construction

	Colonnes extérieures			Colonne intérieure		
	$M_{X(3-3)}$ (kN.m)	$M_{Y(2-2)}$ (kN.m)	P (kN)	$M_{X(3-3)}$ (kN.m)	$M_{Y(2-2)}$ (kN.m)	P (kN)
Longitudinale (L)	0	1894,12	0	0	1961,89	0
Transversale (T)	580,01	0	182,46	699,78	0	0
Charge morte	Construction en une seule étape (P1)					
	477,56	0	2597,24	0	0	3300,81
	Construction séquentielle : Séisme à la fin de la construction (P2-0)					
	465,74	0	2613,08	0	0	3366,152
	Construction séquentielle : Séisme après 1 an de la fin de la construction (P2-1)					
	409,69	0	2606,18	0	0	3421,58
	Construction séquentielle : Séisme après 5 ans de la fin de la construction (P2-5)					
	333,40	0	2583,69	0	0	3463,06
	Construction séquentielle : Séisme après 30 ans de la fin de la construction (P2-30)					
	457,91	0	2555,26	0	0	3515,47
	Construction séquentielle : Séisme après 100 ans de la fin de la construction (P2-100)					
	515,21	0	2545,63	0	0	3522,82

* $M_{X(3-3)}$: Moment autour de l'axe forte x-x ; $M_{Y(2-2)}$: Moment autour de l'axe faible y-y; P: effort axial

Tableau 3.7 Efforts maximaux pour les piles du modèle du pont isolé de la région de l'Ouest pour les différents scénarios de construction

	Colonnes extérieures			Colonne intérieure		
	$M_{X(3-3)}$ (kN.m)	$M_{Y(2-2)}$ (kN.m)	P (kN)	$M_{X(3-3)}$ (kN.m)	$M_{Y(2-2)}$ (kN.m)	P (kN)
Longitudinale (L)	0	2022,3678	0	0	2088,9363	0
Transversale (T)	1038,6817	0	327,225	1253,7257	0	0
Charge morte	Construction en une seule étape (P1)					
	480,1605	0	2596,039	0	0	3301,406
	Construction séquentielle : Séisme à la fin de la construction (P2-0)					
	469,6231	0	2610,701	0	0	3353,908
	Construction séquentielle : Séisme après 1 an de la fin de la construction (P2-1)					
	422,2887	0	2608,965	0	0	3399,647
	Construction séquentielle : Séisme après 5 ans de la fin de la construction (P2-5)					
	363,3778	0	2591,715	0	0	3430,883
	Construction séquentielle : Séisme après 30 ans de la fin de la construction (P2-30)					
	313,3649	0	2568,35	0	0	3471,496
	Construction séquentielle : Séisme après 100 ans de la fin de la construction (P2-100)					
	353,2099	0	2559,989	0	0	3477,263

* $M_{X(3-3)}$: Moment autour de l'axe fort x-x ; $M_{Y(2-2)}$: Moment autour de l'axe faible y-y; P: effort axial

Ces efforts maximaux sont ensuite combinés afin de déterminer les efforts de conception des colonnes selon les combinaisons de charges prescrites par le code canadien CSA-S6-14 pour le calcul aux états limites ultimes. Conformément à l'article 4.4.9.2 du code, deux combinaisons de charges sont considérées afin de tenir compte des effets des mouvements sismiques verticaux en appliquant les coefficients de pondération des charges mortes :

$$1) 0.8D + E \quad (3.3)$$

$$2) 1.25D + E$$

Par ailleurs, en tenant compte des combinaisons de l'effort sismique dans les deux directions horizontales du pont par la règle des 30 % définie dans la section précédente, quatre sous-combinaisons de charges en résultent :

$$\begin{aligned} & \left[\overrightarrow{R_1} + 0.3 \overrightarrow{R_2} \right] \quad \left[\overrightarrow{0.3 R_1} + \overrightarrow{R_2} \right] \\ & \left[\overrightarrow{1.25 D} \right] \quad \left[\overrightarrow{1.25 D} \right] \end{aligned} \quad (3.4)$$

Ces combinaisons sont considérées lors de la conception dans le but de déterminer la quantité d'armatures requise ainsi que la surface de rupture.

3.6.5 Détermination du taux de renforcement en armature requis

À la suite du calcul des sollicitations maximales des colonnes, la quantité d'armatures nécessaire pour répondre à ces sollicitations ainsi que la surface de rupture des colonnes ont été déterminées à l'aide du logiciel SpColumn (StructurePoint, 2014). Afin de satisfaire l'objectif de cette recherche, le ratio d'acier d'armature requis pour répondre à la demande sismique doit être inférieur à 0,8 %, cette valeur présente la limite minimale exigée par le code CSA-S6-14. Les taux de renforcement en armatures longitudinales requis pour les deux modèles de ponts de l'Est et de l'Ouest Canadien en considérant les différents scénarios de construction sont résumés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8 Demande en armatures longitudinales des modèles étudiés

		Scénario de construction					
		P1	P2-0	P2-1	P2-5	P2-30	P2-100
Région	Est	0,48 %	0,48 %	0,48 %	0,48 %	0,49 %	0,49 %
	Ouest	0,56 %	0,56 %	0,56 %	0,56 %	0,56 %	0,57 %

D'après ces résultats, on peut constater que le retrait et le fluage du béton n'affectent pas la demande en armatures longitudinales des colonnes. En ce qui concerne la disposition des armatures, les exigences du code CSA-S6-14 ont été respectées, telles que l'espacement des barres longitudinales est maintenu inférieur à 200 mm. La figure 3.10 présente, à titre d'exemple, pour le modèle de pont de l'Est avec 0,48 % de pourcentage de renforcement, la disposition normative des armatures longitudinales ainsi que le diagramme d'interaction tridimensionnelle de la base de la pile.

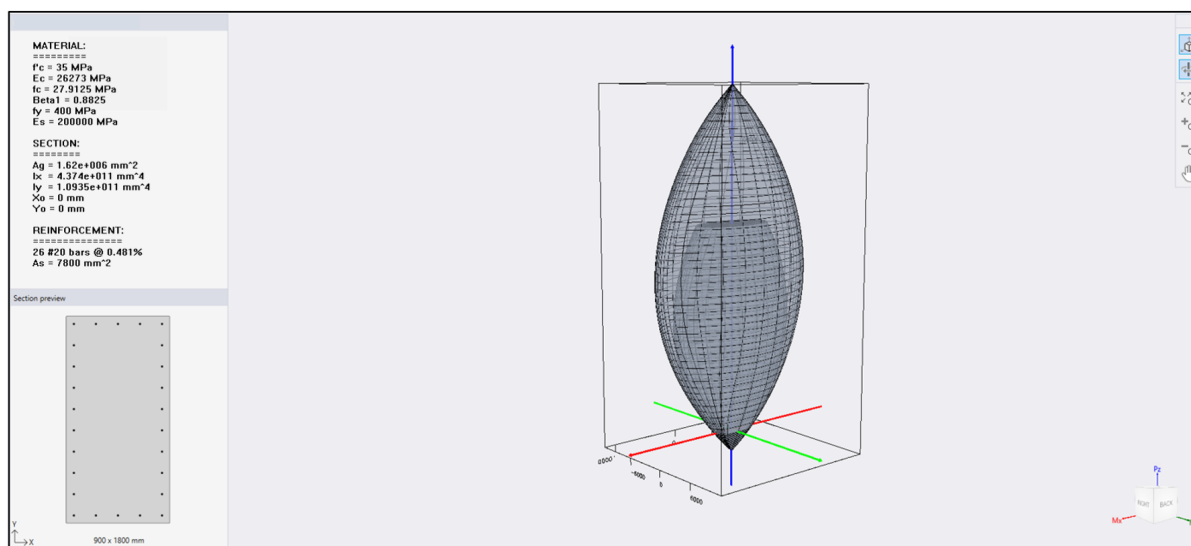


Figure 3.10 Diagrammes de résistance 3D du modèle du pont de l'Est

Deux pourcentages d'acier d'armatures seront retenus pour le reste de l'étude, à savoir le pourcentage d'acier d'armature nécessaire selon la demande sismique (0,5 %) et le pourcentage d'acier d'armatures minimum préconisé par le code (0,8 %), et ce, pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest Canadien. Les caractéristiques des armatures longitudinales utilisées pour cette étude sont présentées dans le tableau 3.9.

Tableau 3.9 Caractéristiques des armatures longitudinales

	ρ (%)	
	0,5 %	0,8 %
Nombre des barres	26-20M	26-25M
Diamètre des barres (mm)	19,5	25,2
S_x (Espacement des barres selon l'axe (X-X) en (mm))	192,1	190,7
S_y (Espacement des barres selon l'axe (Y-Y) en (mm))	185,4	184,8

3.6.6 Confinement de la zone de rotule plastique

Il est essentiel que les ponts soient fonctionnels après un tremblement de terre important. Lors de fortes secousses sismiques, on peut s'attendre à ce que les colonnes supportant les structures de ponts forment des articulations inélastiques en flexion aux endroits critiques, les zones de rotule plastique. Ces articulations vont être protégées contre une rupture prématurée par un niveau élevé de confinement par les armatures transversales, ce qui leur confère une ductilité suffisante. Ce concept est généralement dédié aux ponts conventionnels. Cependant, dans le cas des ponts isolés à la base, les déplacements en cas de séisme sont concentrés au niveau des éléments flexibles de la structure, les isolateurs, dans le but de réduire la demande en ductilité pour les colonnes des ponts.

Néanmoins, parce que le code canadien accepte qu'il y a des dommages réparables pour les ponts isolés, sous le séisme de période de retour de 2475 ans, il est attendu que des déformations inélastiques puissent survenir dans les zones critiques. Pour éviter une rupture prématurée et par mesure de sécurité, l'article 4.10.7 du code canadien sur le calcul des ponts routiers exige d'étudier quand même une zone de rotule plastique et de lui assurer une ductilité minimale correspondant à $R=2.0$. Dans notre cas, cette zone est prévue à la base de la colonne, dans la région où le moment est le plus élevé, et elle était conçue conformément aux exigences du CSA-S6-14.

3.6.6.1 Armature transversale

La capacité de rotation plastique disponible, et donc la capacité de ductilité de l'élément, dépend de la géométrie de la section et de la quantité et de la distribution du renforcement transversal dans la région de la rotule plastique. L'armature transversale assure la double fonction de confiner le noyau de béton, augmentant ainsi sa résistance à la compression et lui permettant de supporter des contraintes de compression plus élevées, et de retenir l'armature longitudinale contre le flambement. La disposition des armatures transversales de confinement dans la zone de rotule plastique a été calculée conformément à l'exigence de l'article 4.7.5.2.5 du Code, comme indiqué ci-après :

$$A_{sh} = \max \left[0.3 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right); 0.12 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left(0.5 + \frac{1.25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) \right] \quad (3.5)$$

Où :

$$\left(0.5 + \frac{1.25 P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right) \geq 1 \quad (3.5 a)$$

Avec :

- **A_{sh}** : Aire totale des armatures transversales (mm²);
- **A_g** : Aire de la section brute (mm²);
- **A_c** : Aire du noyau de la section (mm²);
- **s** : Espacement des étriers (mm);
- **h_c** : Dimension du noyau de poteau fretté dans la direction concernée (mm);
- **φ_c** : Coefficient de résistance du béton;
- **P_f** : Charge axiale pondérée (N).

En outre, conformément à l'article 4.7.5.2.6 du CSA-S6-14, l'espacement entre les axes des armatures transversales doit satisfaire l'exigence suivante :

$$S \leq \min [0.25 b ; 6 \phi ; 150 \text{ mm}] \quad (3.6)$$

Avec :

- **b** : Dimension minimale de l'élément;
- **φ** : Diamètre de l'armature longitudinale.

Par conséquent, dans le cadre de cette étude, nous avons adopté un espacement de 65 mm avec 6 et 3 brins d'acier de confinement dans les deux directions longitudinale et transversale respectivement, comme le présente la figure 3.11.

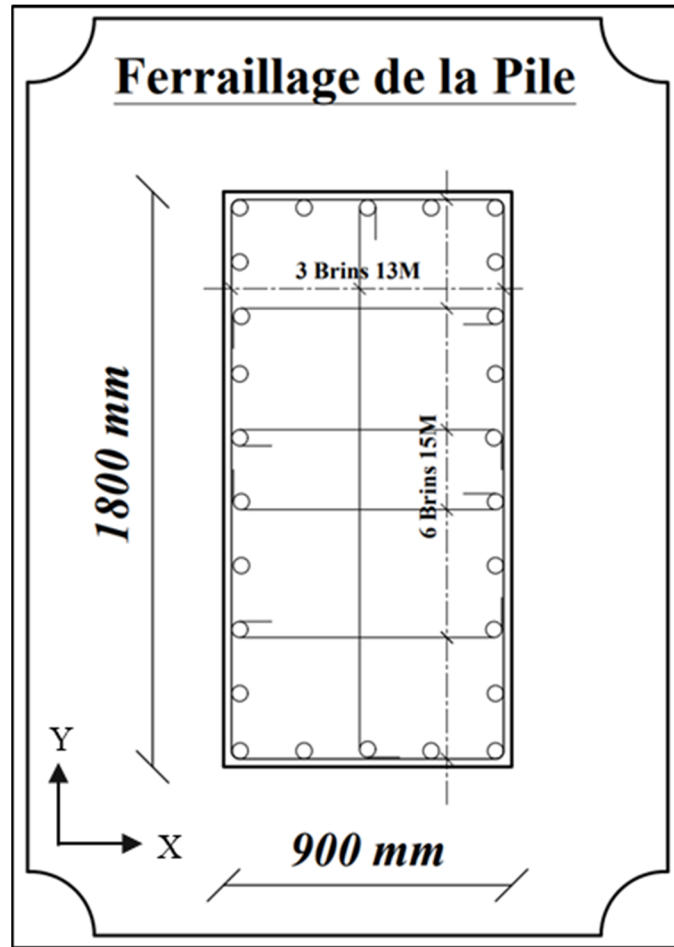


Figure 3.11 Configuration des armatures transversales

3.6.6.2 Longueur de la rotule plastique

La conception basée sur la performance considère les déformations maximales au sein des différents matériaux (acier, béton non confiné et béton confiné), comme les indicateurs quantitatifs du niveau de dommage. Ces déformations sont en lien avec la demande en ductilité de déplacement, laquelle se mesure par le ratio du déplacement ultime au déplacement à la limite élastique. Dans ce contexte, au début des années 1975, Park et Paulay ont conceptualisé le déplacement ultime en proposant l'équation basée sur la courbure ultime suivante :

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi - \phi_y)L_p(L - 0,5L_p) \quad (3.7)$$

Avec :

- Δ_d : Déplacement ultime à la base de la colonne;
- Δ_y : Déplacement élastique;
- Δ_p : Déplacement à la base de la colonne dû à la rotule plastique;
- ϕ_y : Courbure élastique;
- ϕ_p : Courbure à la plastification;
- L : Longueur de la colonne.

Comme spécifié dans l'équation 3.7 ci-dessus, la longueur de la rotule plastique (L_p) est un facteur très important dans la détermination du déplacement ultime.

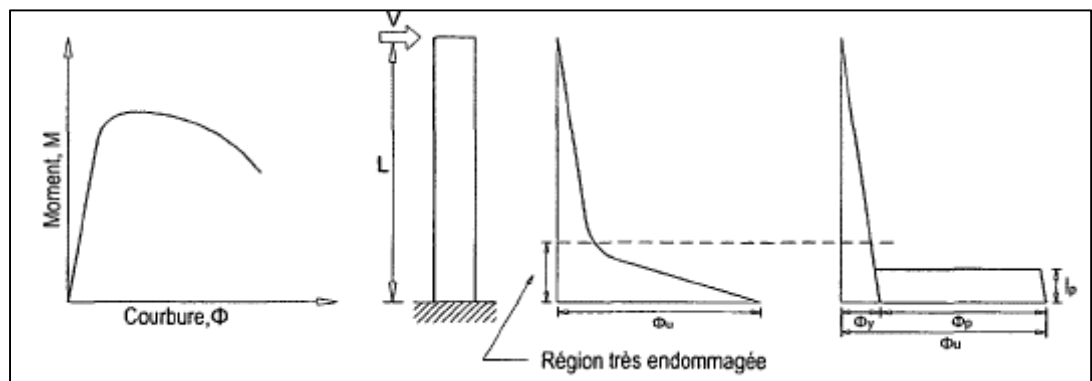


Figure 3.12 Détermination de la longueur de la rotule plastique
Adaptée de Park & Paulay (1975)

Comme le montre la figure 3.12, la courbure plastique ϕ_p est supposée être constante sur la longueur de la rotule plastique, qui est calibrée pour donner la même rotation plastique que celle qui se produit dans la structure réelle.

Au fil des années, les chercheurs ont développé plusieurs équations afin de prédire une valeur raisonnable de la longueur de la rotule plastique (L_p). Les équations proposées sont basées sur des essais expérimentaux et ne tiennent pas compte de tous les paramètres qui ont une influence sur cette longueur (L_p). Les principaux paramètres considérés lors de la détermination de (L_p) sont les suivants selon Bae & Bayrak (2009) :

- la résistance du béton;
- les taux d'armatures longitudinales et transversales;
- le niveau de charge axiale et du moment;
- l'effort de cisaillement dans la zone de rotule plastique;
- le pourcentage de confinement dans la région de la rotule plastique.

Les équations proposées par les chercheurs présentent une grande variabilité dans les résultats. Selon Carvalho (2012), l'équation la plus recommandée est celle proposée par Priestley & Paulay (1992).

3.6.6.3 Équations de prédiction de la rotule plastique dans des colonnes en béton armé proposé par Priestley

En 1987, Priestley et Park ont défini la longueur de la rotule (L_p) en tenant compte de la propagation de la plasticité. Ils ont proposé l'équation suivante :

$$L_p = C_1 L + C_2 d_b + C_3 D \quad (3.8)$$

Avec :

- C_1, C_2, C_3 : Constantes;
- d_b : Diamètre de l'acier longitudinal;
- L : Longueur de la colonne;
- D : Largeur ou diamètre de la colonne.

Les constantes ont été déterminées en résolvant l'équation de la détermination du déplacement plastique (Δ_p) à l'aide des essais cycliques sur des colonnes de section variées. L'équation trouvée est la suivante :

$$L_p = 0,08 L + 6 d_b \quad (3.9)$$

Ensuite, en comparant les résultats des différents essais, Priestley & Paulay (1992) ont proposé l'équation suivante :

$$L_p = 0,08 L + 0,022d_b f_y \geq 0,044d_b f_y \quad (3.10)$$

3.6.6.4 Équation de conception de la rotule plastique dans le code canadien

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6-14 spécifie à l'article 4.7.5.2.4 que la valeur de L_p est le maximum entre :

- la dimension transversale maximale du poteau;
- un sixième de la hauteur libre du poteau;
- 450 mm.

Vu que la valeur de L_p préconisé par le Code est très conservatrice, dans la présente étude, nous avons calculé la longueur de la rotule plastique selon l'équation proposée par Priestley et Paulay, comme recommandé par Aviram et al., (2008). De ce fait, cette valeur a été prise égale à 652 mm et 702 mm pour les deux taux de renforcement en armatures longitudinales de 0,5 % et 0,8 % respectivement.

3.7 Modélisation de la zone de rotule plastique

La méthode de la rotule plastique est connue aussi sous le nom de la méthode de la plasticité localisée. Cette méthode consiste à concentrer les efforts et les déformations dans la zone de la rotule plastique. Ce procédé est le plus efficace pour la conception à cause de la distribution des contraintes des fibres de la section transversale et de la simple procédure d'intégration pour la détermination des forces résistantes. Cependant, la précision de cette méthode repose sur une connaissance appropriée de la véritable longueur de la rotule plastique. De ce fait, la longueur de la rotule L_p adoptée pour cette étude n'est pas très représentative pour la détermination des déformations des fibres, vu que la longueur de L_p estimée répond plus aux critères des ponts conventionnels surtout en termes de demande en ductilité. L'équation de détermination de L_p , comme nous l'avons indiqué précédemment, est basée sur des essais

expérimentaux sur des colonnes des ponts conventionnels alors que la demande en ductilité des colonnes est d'une importance plus accentuée pour les ponts à base fixe que les ponts isolés à la base.

3.7.1 Principe de calcul des déformations

La zone de rotule plastique a été modélisée dans SAP 2000 à l'aide d'éléments fibres. Cette option est utile pour définir le comportement de la flexion biaxiale couplée dans les colonnes. La section transversale est discrétisée en une série de fibres représentatives qui s'étendent longitudinalement sur la longueur de la rotule estimée par le concepteur (L_p). En fonction du matériau dans sa zone tributaire, chaque fibre a une relation contrainte-déformation. L'intégration du comportement sur la section transversale, puis la multiplication par la longueur de la rotule, fournit des relations force-déformation axiale et moment-rotation biaxiale. Le modèle de la rotule en fibre est plus précis, vu que la relation de matériau non linéaire de chaque fibre tient automatiquement compte de l'interaction, des changements le long de la courbe moment-rotation et de la déformation axiale plastique.

3.7.2 Discrétisation en éléments fibres

La discrétisation de la section rectangulaire du béton a été réalisée à l'aide de 226 fibres, à savoir 26 fibres pour l'acier d'armature longitudinale, 144 fibres pour le béton confiné et 56 fibres pour le béton non confiné, tel qu'illustré dans la figure 3.13.

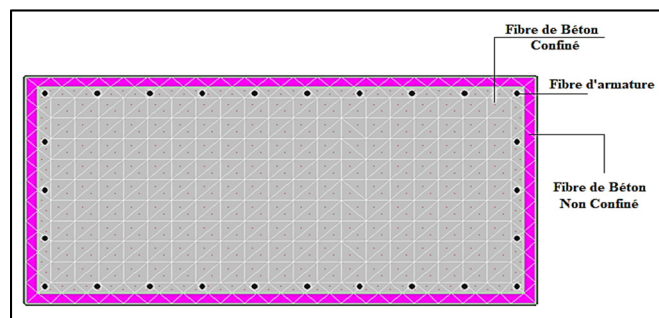


Figure 3.13 Discrétisation de la section en éléments fibres

La définition de chaque fibre dans la section transversale des colonnes comprend l'aire, les coordonnées du centre de gravité et le type de matériau, pour lequel une relation contrainte-déformation a été définie précédemment. Dans le cadre de cette étude, le modèle de Mander, Priestley, & Park (1988) ainsi que celui de Park, Wen, & Ang, (1986) ont été adoptés pour le béton et l'acier d'armature respectivement. Les propriétés des matériaux utilisés dans cette étude sont résumées dans le tableau 3.10.

Tableau 3.10 Propriétés des matériaux

Béton non confiné					
E_c (MPa)	f'_{co} (MPa)	$\varepsilon_{co} (\times 10^{-3} \text{m/m})$	$\varepsilon_{sp} (\times 10^{-3} \text{m/m})$	f_t (MPa)	$\varepsilon_t (\times 10^{-3} \text{mm})$
26273	35	2,19	5	3,684	0,14
Béton confiné					
E_{sec} (MPa)	f'_{cc} (MPa)	$\varepsilon_{cc} (\times 10^{-3} \text{m/m})$	$\varepsilon_{cu} (\times 10^{-3} \text{m/m})$	f_t (MPa)	$\varepsilon_t (\times 10^{-3} \text{mm})$
6505	54,99	8,44	24,5	3,684	0,14
Acier d'armature					
E_s (MPa)	f_y (MPa)	ε_y (m/m)	ε_{sh} (m/m)	f_u (MPa)	ε_u (m/m)
200000	400	0.002	0.015	460	0.09

Les relations contrainte-déformation sont présentées à la figure 3.14 pour le béton non confiné et le béton confiné et à la figure 3.15 pour l'armature longitudinale.

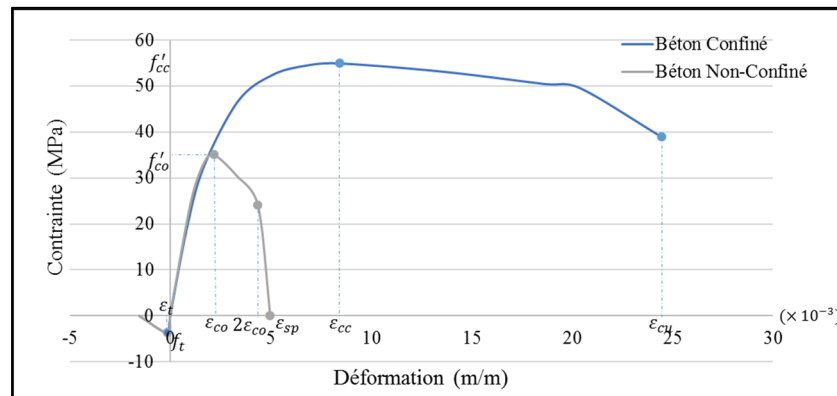


Figure 3.14 Courbes contrainte-déformation enveloppes du béton non confiné et confiné

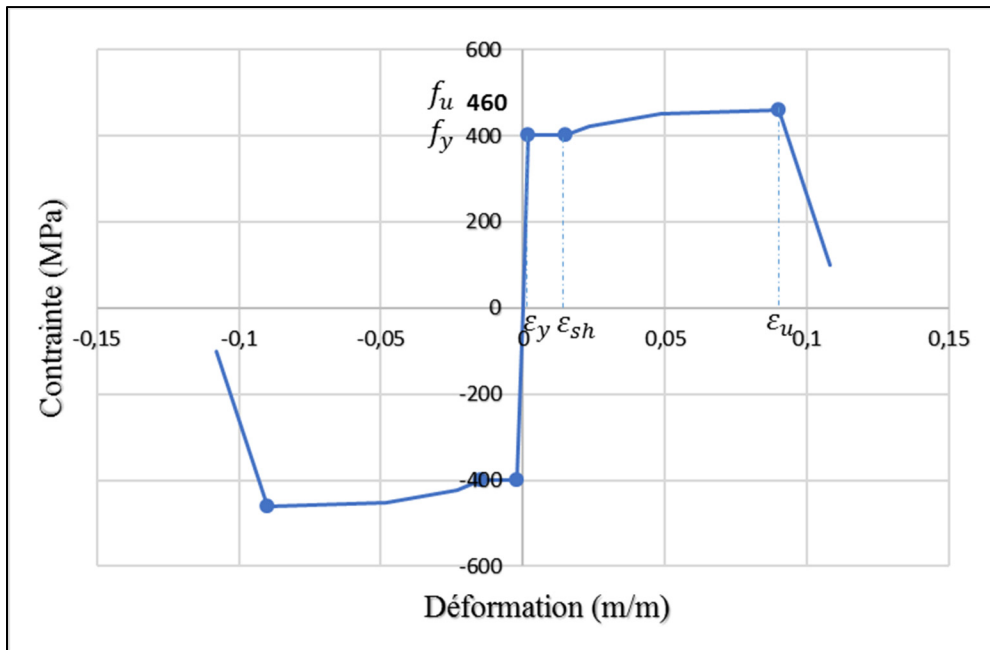


Figure 3.15 Courbe contrainte-déformation enveloppe de l'acier d'armature

Les modèles hystérésis des matériaux utilisés sont le modèle de Takéda pour le béton (CSI, 2018) et le modèle Kinematic pour l'acier d'armature (CSI, 2018). Le modèle de Takéda permet notamment de prendre en considération l'effet de la dégradation du matériau en fonction de l'historique de déformations/chargement. Le modèle Kinematic convient bien aux matériaux ductiles qui dissipent une quantité importante d'énergie. Ces deux modèles d'hystérésis sont représentés dans la figure 3.16.

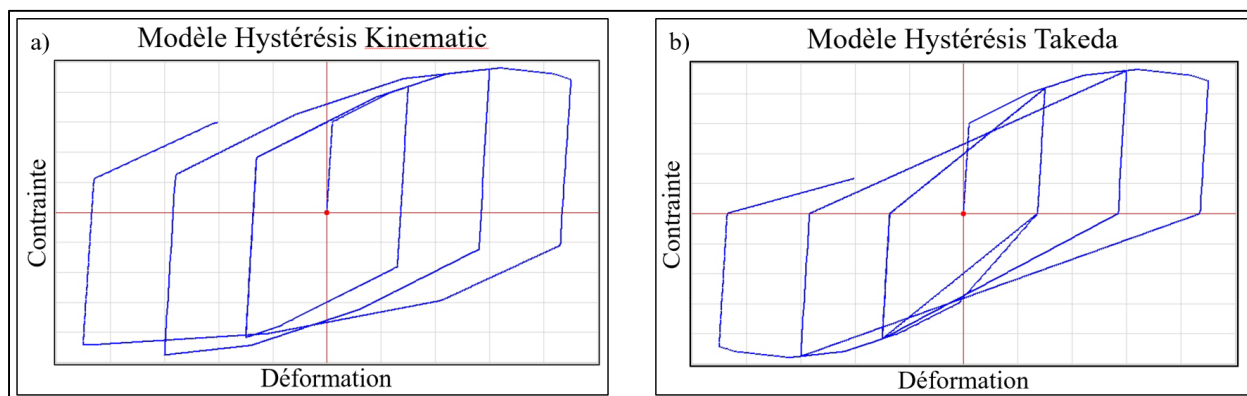


Figure 3.16 Modèles hystérésis des matériaux utilisés : (a) modèle Kinematic, pour les armatures d'acier; (b) modèle Takeda, pour les fibres de béton
Adaptée de CSI (2018)

CHAPITRE 4

ANALYSES STATIQUES ET DYNAMIQUES

Ce chapitre est dédié, dans un premier lieu, à la détermination de l'effet structural du retrait et du fluage du béton. Dans un second lieu, il se penche sur l'évaluation de la performance sismique des piles de ponts sur la base des résultats des analyses dynamiques temporelles non linéaires.

Afin d'étudier l'effet des déformations différées du béton sur le comportement structural des piles de ponts, la présente étude considère vingt-quatre (24) variantes de ponts. Ces variantes se distinguent par : le scénario de construction, la région de l'étude (l'Est et l'Ouest Canadien), et le rapport de renforcement à savoir, le pourcentage d'acier minimum préconisé par le CSA-S6-14 (0,8 %) et celui requis selon la demande sismique (0,5 %). Ceci est dans le but d'explorer l'effet du taux de renforcement en armature sur le développement du retrait et du fluage du béton. Le tableau 4.1 résume les différentes variantes d'études.

Tableau 4.1 Différentes variantes des ponts étudiés

Scénario de construction		Région	ρ (%)	Nom
Construction en une seule étape (P1)		Est	0,5	PE1-R
			0,8	PE1-P
		Ouest	0,5	PO1-R
			0,8	PO1-P
Construction séquentielle	Séisme à la fin de la construction (P2-0)	Est	0,5	PE2-0-R
			0,8	PE2-0-P
		Ouest	0,5	PO2-0-R
			0,8	PO2-0-P
	Séisme après 1 an de la fin de la construction (P2-1)	Est	0,5	PE2-1-R
			0,8	PE2-1-P
		Ouest	0,5	PO2-1-R
			0,8	PO2-1-P
	Séisme après 5 ans de la fin de la construction (P2-5)	Est	0,5	PE2-5-R
			0,8	PE2-5-P
		Ouest	0,5	PO2-5-R
			0,8	PO2-5-P
	Séisme après 30 ans de la fin de la construction (P2-30)	Est	0,5	PE2-30-R
			0,8	PE2-30-P
		Ouest	0,5	PO2-30-R
			0,8	PO2-30-P
	Séisme après 100 ans de la fin de la construction (P2-100)	Est	0,5	PE2-100-R
			0,8	PE2-100-P
		Ouest	0,5	PO2-100-R
			0,8	PO2-100-P

4.1 Analyses statiques

L'objectif de cette partie est d'évaluer l'effet structural de la construction par étapes ainsi que des phénomènes de retrait et de fluage sur l'état initial des déformations et des contraintes dans la zone de rotule plastique des piles, précédant le séisme. À cet effet des analyses statiques non linéaires sous l'effet des charges permanentes de la structure ont été effectuées et discutées, en premier lieu, sans la considération des effets dépendants du temps, et en second lieu, en tenant compte de ces effets.

La pile centrale composée de trois colonnes formant avec le chevêtre un cadre rigide dans la direction transversale du pont, constitue l'élément structural critique au sein de la conception du pont sous étude. Dès lors, les contraintes et les déplacements de la pile centrale ont été examinés sans et avec la considération du retrait et du fluage afin de conclure sur l'effet de ces phénomènes sur l'état initial, avant le séisme, et le comportement du système de pile.

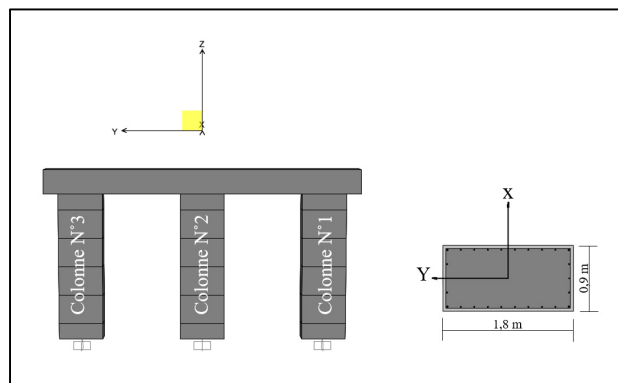


Figure 4.1 Système de pile

4.1.1 Effet de la construction par étapes

Une étude comparative des méthodes de construction a été réalisée avant de considérer le comportement temporel du béton. Dans un premier temps, le pont a été analysé en une seule étape comme une structure complète avec toutes les charges agissant sur lui, à savoir le poids propre et les charges mortes superposées. Cette simulation nous renseigne sur l'état de la pile lorsque les effets du fluage et du retrait sont ignorés et sert de condition de référence. Dans un

deuxième temps et afin de simuler l'état réel pendant la construction de l'ouvrage, une analyse séquentielle de construction a été utilisée pour analyser la structure étape par étape en tenant compte de la variation des charges mortes de chaque élément structural et de chaque élément de finition ajouté à la structure à chaque étape.

Pour chaque variante étudiée, le comportement de pont à la fin de la construction est analysé. Les efforts internes, en termes de moment de flexion M_x et d'effort axial P sont extraits pour les trois colonnes composant la pile centrale. À titre d'exemples, les résultats des différentes variantes avec un taux de renforcement de 0,5 % sont présentés dans les tableaux 4.2 et 4.3 ci-après.

Tableau 4.2 Moment de flexion M_x (kN.m) dans les colonnes à la fin de la construction du pont

Région	Type de construction	Colonne Extérieure	
		En tête	À la base
Est	En une seule étape	-478	206
	Séquentielle	-504	218
Ouest	En une seule étape	-481	207
	Séquentielle	-505	218

Tableau 4.3 Effort axial P (kN) dans les colonnes à la fin de la construction du pont

Région	Type de construction	Colonne Extérieure		Colonne Intérieure	
		En tête	À la base	En tête	À la base
Est	En une seule étape	-2344	-2597	-3047	-3300
	Séquentielle	-2349	-2602	-3050	-3303
Ouest	En une seule étape	-2343	-2596	-3048	-3301
	Séquentielle	-2348	-2601	-3050	-3303

Les déplacements des colonnes ainsi que l'effet de la variation du taux de renforcement en armature longitudinale ont été aussi examinés, et ce pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest Canadien.

Les résultats obtenus montrent que les moments de flexion sont affectés par les étapes de construction. Une augmentation de l'ordre de 5 % est observée lorsque les étapes de construction, sans les déformations différées, reliées au fluage et au retrait, sont prises en compte. Contrairement aux moments de flexion, les efforts axiaux ainsi que les déplacements n'ont pas montré de différences entre l'analyse avec et sans considération des étapes de construction. On note aussi que le taux de renforcement des colonnes en armatures n'a pas d'effet supplémentaire lors de la construction séquentielle.

4.1.2 Effet du retrait et du fluage

Les propriétés dépendantes du temps du béton affectent considérablement le déplacement des colonnes et engendrent une redistribution interne des contraintes dans la structure. À cet effet, les éléments du pont ont été numériquement intégrés étape par étape à partir de l'historique complet des contraintes de chaque élément afin de déterminer les déplacements et les contraintes dans les colonnes de la pile centrale.

4.1.2.1 Déplacement

Les colonnes sous l'effet des charges mortes sont sollicitées en compression et subissent un déplacement principalement dans la direction verticale. Cependant, à cause de l'effet portique de pile dans la direction transversale du pont, sous l'effet du retrait et du fluage notamment, les colonnes peuvent aussi subir un déplacement dans cette direction.

La figure 4.2 montre à titre d'exemple la différence entre le déplacement de la pile centrale sans la considération des effets dépendants du temps et le déplacement après la considération de ces effets après une période de 100 ans.

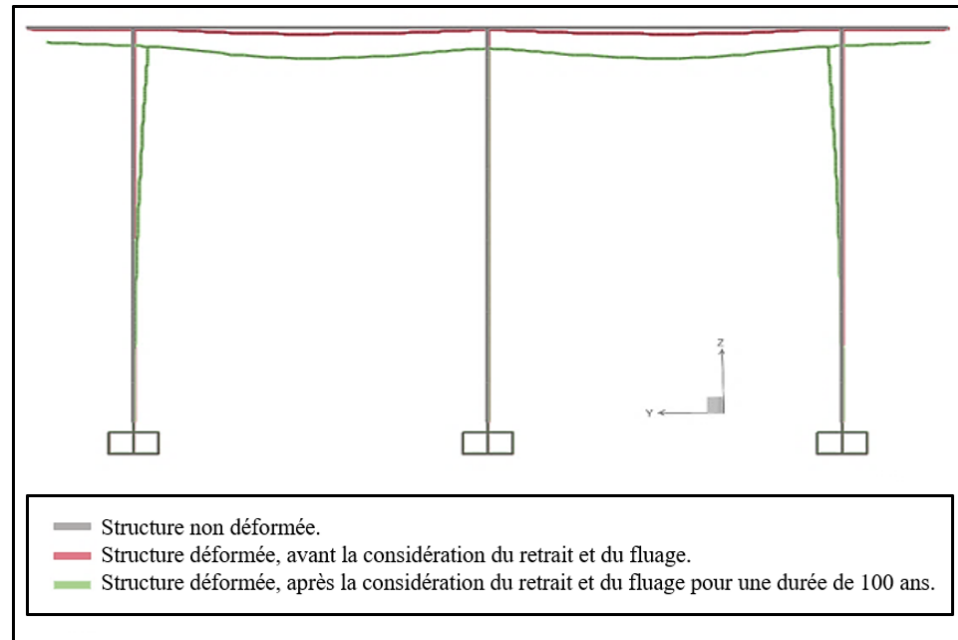


Figure 4.2 Déplacements de la pile centrale du pont

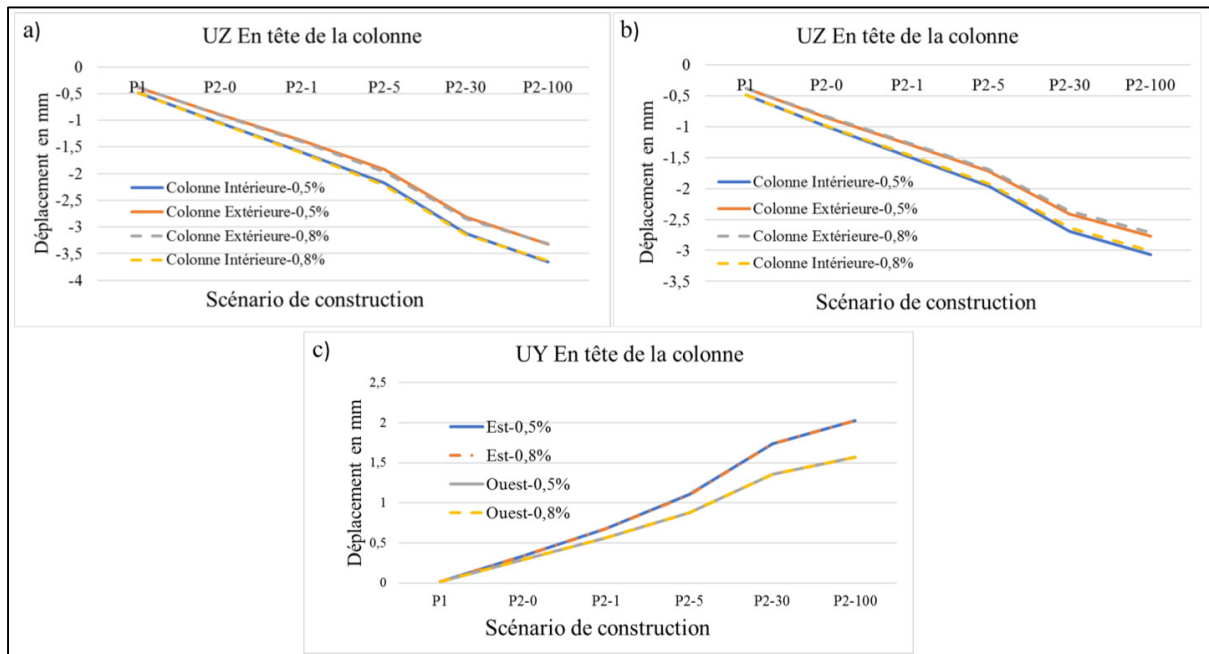


Figure 4.3 Déplacements des colonnes sous l'effet du retrait et du fluage combiné pour les différents scénarios de construction (a) Déplacements verticaux dans le site de Montréal (Est); (b) Déplacements verticaux dans le site de Vancouver (Ouest); (c) Déplacements transversaux de la colonne d'extrémité N°1 dans les deux sites

Les résultats obtenus montrent que les déplacements dans les deux directions étudiées sont plus importants dans la région de l'Est du Canada. Ceci est dû au fait que les conditions climatiques sont plus sévères (humidité relative plus faible) dans cette région. Un examen des résultats dans le temps montre que la variation du pourcentage d'armature affecte très peu les déplacements des colonnes, lesquels demeurent pratiquement inchangés dans le temps.

Cependant, dans tous les cas, les déplacements présentent une augmentation au niveau de la construction séquentielle sous l'effet du retrait et du fluage par rapport à la construction en une seule étape. Dans la direction verticale, cette augmentation est plus importante pour la colonne intermédiaire. Elle est de l'ordre de 2 et 3 fois à la fin de la construction et de 7 et 8 fois à la fin de vie de l'ouvrage, pour les régions de l'Ouest et de l'Est Canadien respectivement. En ce qui concerne la direction transversale, la variation du déplacement est beaucoup plus importante, notamment en tête des colonnes d'extrémités. Le déplacement transversal à la fin de la vie de l'ouvrage est 6 fois plus élevé que celui obtenu à la fin de la construction du pont. En outre, ce dernier est à son tour de 15 à 18 fois plus important que le déplacement transversal dans le cas de la construction en une seule étape.

Pour plus de précision, le retrait et le fluage ont été observés séparément. À titre d'exemple la figure 4.4 présente les déplacements des colonnes sous l'effet du retrait et du fluage séparé pour les variantes de pont situées dans la région de l'Est. L'analyse des résultats obtenus montre clairement que le retrait affecte beaucoup plus le déplacement des colonnes que le fluage. À cet effet, le déplacement des colonnes est généralement dominé par l'effet du retrait.

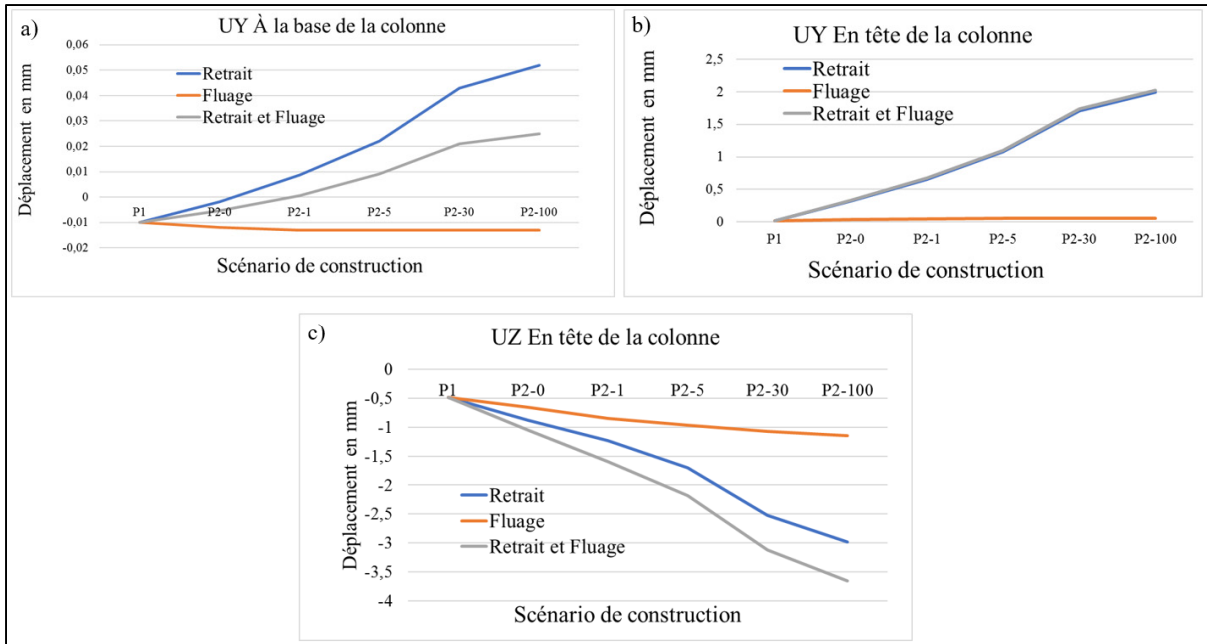


Figure 4.4 Déplacements des colonnes sous l'effet du retrait et du fluage séparé pour le site de Montréal (Est) (a) Transversaux à la base de la colonne d'extrémité N°1; (b) Transversaux en tête de la colonne d'extrémité; (c) Verticaux en tête de la colonne intérieure

4.1.2.2 Contraintes normales

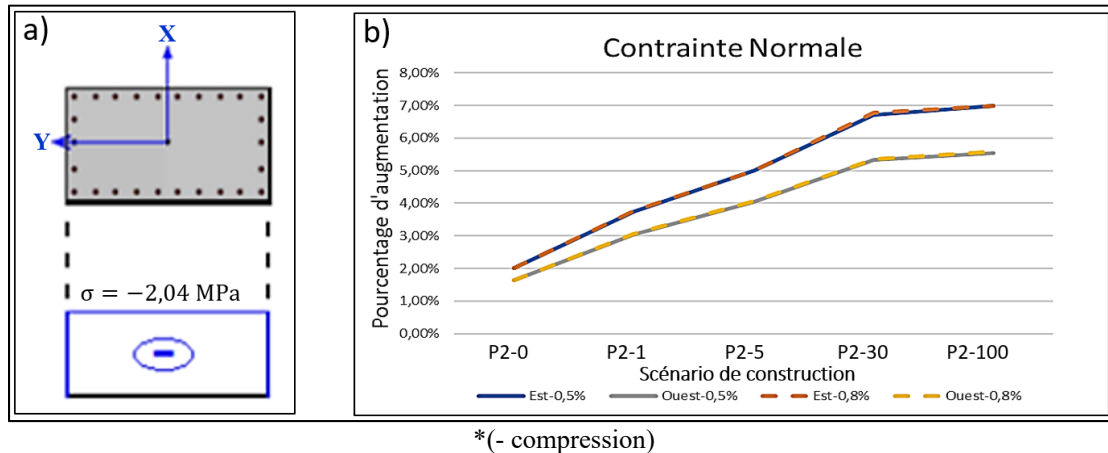
Outre les déplacements des colonnes, une attention particulière a été également accordée à l'examen des contraintes normales. Nous rappelons que dans cette section les colonnes sont soumises aux charges mortes uniquement. Les efforts produits dans les colonnes sous l'effet de leurs chargements sont l'effort axial P et le moment M_x . Les contraintes normales aux fibres des colonnes peuvent être déduites par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma = \frac{P}{A} - \frac{M_x}{I_x} y & \text{Pour une colonne d'extrémité;} \\ \sigma = \frac{P}{A} & \text{Pour la colonne intérieure } (M_x = 0). \end{array} \right. \quad (4.1)$$

Dans l'équation 4.1, A est l'aire de la section transversale, I_x est le moment d'inertie de la section et y est la position du point de calcul de la contrainte sur l'axe des Y , mesurées à partir du centre de gravité de la section.

Dans cette sous-section les contraintes axiales aux quatre coins de la section transversale des trois colonnes formant la pile de chaque variante de pont sont examinées, et ce pour les deux régions de l'Est et l'Ouest Canadien. Les résultats obtenus sont présentés et discutés.

Pour la colonne intérieure, on note une augmentation de la contrainte normale au fil du temps. L'évolution de la contrainte dans le temps pour le cas de la construction séquentielle versus la construction en une seule étape, à la base de la colonne, a été traitée sous forme de pourcentage. La figure 4.5 ci-après présente les pourcentages d'augmentation de la contrainte normale au cours du temps.



*(- compression)

Figure 4.5 Distribution des contraintes à la base de la colonne intérieure
(a) Contrainte normale à la base de la colonne pour le scénario de construction P1;
(b) Évolution de la contrainte en termes de pourcentage

Les colonnes d'extrémités, les plus sollicitées, sont également examinées. Les figures 4.6 et 4.7 montrent les diagrammes des contraintes axiales en tête et à la base de la colonne extérieure N°1, pour les sites de Montréal (Est) et Vancouver (Ouest) respectivement. Comme on peut le voir, la distribution des contraintes à la fin des étapes a un comportement assez inhabituel par rapport à la contrainte traditionnelle que nous avons l'habitude d'avoir si nous appliquons en une seule étape la charge entière à l'ensemble de la structure. À partir des diagrammes nous observons une redistribution interne des contraintes qui est beaucoup plus importante à la base qu'en tête des colonnes. Le moment a même été inversé de sens à la base des colonnes d'extrémités lors de la considération du retrait et du fluage, notamment à la fin de la vie de l'ouvrage.

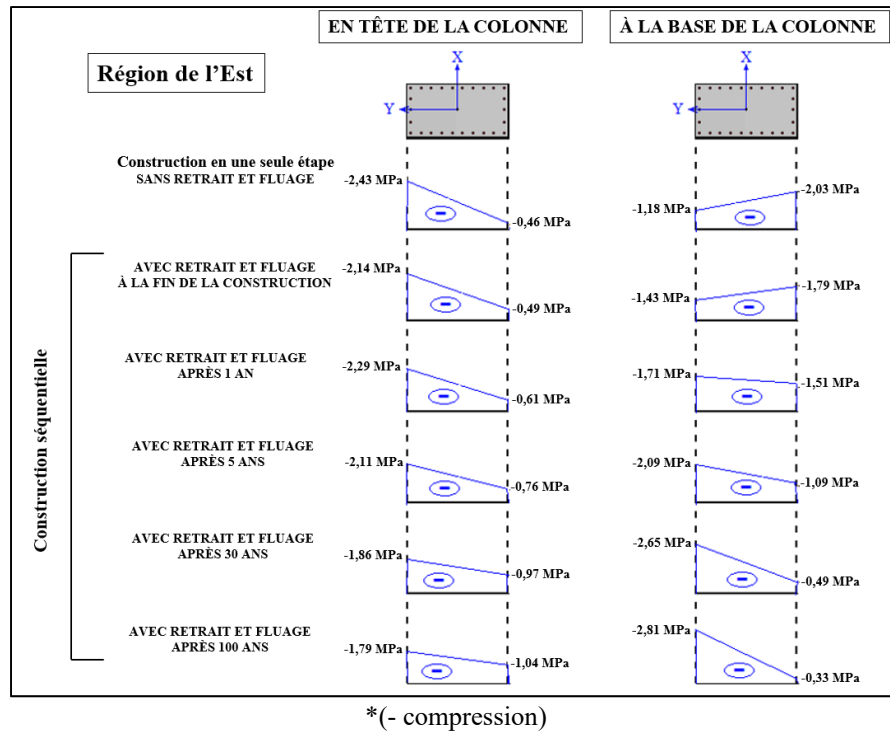


Figure 4.6 Distribution des contraintes axiales pour la colonne d'extrémité N° 1- Site de Montréal (Est)

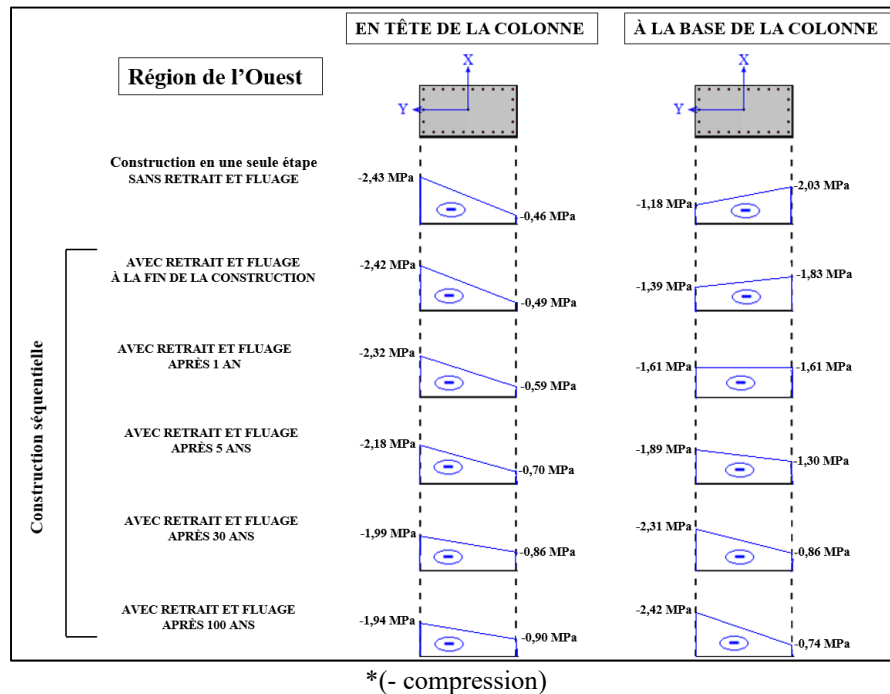


Figure 4.7 Distribution des contraintes axiales pour la colonne d'extrémité N° 1- Site du Vancouver (Ouest)

Tout comme pour les déplacements, la variation du taux de renforcement en armature entre 0,5 % et 0,8 % n'a pas d'effet significatif sur la distribution des contraintes. Cependant, la variation de l'humidité relative entre les deux régions de l'Est et de l'Ouest Canadien montre que la redistribution des contraintes est plus importante pour les ponts situés à l'Est (Montréal) que ceux situés à l'Ouest (Vancouver).

La distribution des contraintes sous l'effet du retrait et du fluage séparé est également étudiée. Les résultats obtenus ont montré que le retrait a une importance plus accentuée sur la redistribution interne des contraintes.

Les résultats obtenus montrent l'importance de considérer le procédé de construction séquentielle et les phénomènes du retrait et du fluage dans l'analyse du pont. Ceci est attribuable principalement aux résultantes des contraintes qui sont extrêmement importantes dans le processus de conception et très différent de celles obtenues sans tenir compte des propriétés dépendantes du temps du béton.

4.1.2.3 Déplacements des isolateurs

Les isolateurs peuvent être également affectés par le comportement temporel du béton. Dans cette optique une vérification de l'effet du retrait et du fluage sur le fonctionnement des isolateurs est nécessaire. À cet effet, les déplacements des isolateurs au niveau des culées d'extrémités et de la pile centrale ont été examinés, et ce pour les vingt-quatre variantes d'études. Les résultats obtenus ont montré des décalages de déplacement dus essentiellement au retrait du béton. Ces décalages sont beaucoup plus importants au niveau des culées, et cela pour les deux directions longitudinale et transversale. Les décalages des isolateurs sont plus élevés à l'Est qu'à l'Ouest Canadien. En revanche, le taux de renforcement en armature longitudinale n'a aucun effet sur les déplacements des isolateurs à l'état initial du pont, c'est-à-dire avant l'arrivée du séisme. Les déplacements maximums des dix-huit (18) isolateurs pour les différentes variantes de ponts étudiés sont résumés dans le tableau 4.4. Dans tous les cas, les déplacements demeurent limités (moins que 6 mm).

Tableau 4.4 Déplacements des isolateurs (mm)

Variantes	Longitudinale		Transversale	
	Culées	Pile	Culées	Pile
PE1-R	2,8	0,0	0,2	0,4
PE1-P	2,8	0,0	0,2	0,4
PE2-0-R	2,7	0,0	0,5	0,3
PE2-0-P	2,7	0,0	0,5	0,3
PE2-1-R	0,8	0,0	1,5	0,5
PE2-1-P	0,8	0,0	1,5	0,5
PE2-5-R	3,9	0,0	2	0,7
PE2-5-P	3,9	0,0	2	0,7
PE2-30-R	5,5	0,0	2,4	0,8
PE2-30-P	5,5	0,0	2,4	0,8
PE2-100-R	5,5	0,0	2,5	0,8
PE2-100-P	5,5	0,0	2,5	0,8
PO1-R	2,9	0,0	0,2	0,4
PO1-P	2,9	0,0	0,2	0,4
PO2-0-R	2,9	0,0	0,5	0,3
PO2-0-P	2,9	0,0	0,5	0,3
PO2-1-R	0,5	0,0	1,3	0,5
PO2-1-P	0,5	0,0	1,3	0,5
PO2-5-R	1,8	0,0	1,8	0,6
PO2-5-P	1,8	0,0	1,8	0,6
PO2-30-R	2,8	0,0	2,1	0,7
PO2-30-P	2,8	0,0	2,1	0,7
PO2-100-R	2,8	0,0	2,2	0,8
PO2-100-P	2,8	0,0	2,2	0,8

4.2 Analyses dynamiques

Les méthodes d'analyse dynamique non linéaire fournissent généralement des résultats réalistes de la réponse structurale à l'excitation du sol ainsi qu'une évaluation fiable des performances sismiques. Dans cette optique et afin d'étudier la réponse sismique de la structure, des analyses temporelles non linéaires ont été effectuées.

4.2.1 Procédure d'analyse

Partant de l'analyse temporelle, il s'agit d'une approche assez précise dans l'évaluation des réponses structurales sous excitations sismiques. Concernant la procédure d'analyse, dans un premier temps, un ensemble d'enregistrements sismiques doit être appliqué au modèle de la structure. Ensuite, une intégration temporelle de l'équation dynamique du mouvement (équation 4.2) doit être effectuée :

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = P_{\text{eff}}(t) = -Mr\ddot{u}_g(t) \quad (4.2)$$

Avec :

- $u(t)$, $\dot{u}(t)$ et $\ddot{u}(t)$: Déplacement, vitesse et accélération en fonction du temps;
- M : Matrice de masse;
- C : Matrice d'amortissement;
- K : Matrice de rigidité;
- $P_{\text{eff}}(t)$: Matrice de force sismique effective;
- r : Vecteur de distribution spatiale;
- $\ddot{u}_g(t)$: Accélération du sol en fonction du temps.

La résolution de cette équation de mouvement peut être réalisée en utilisant l'une des méthodes suivantes : l'intégration par segments linéaires, la méthode de Wilson, la méthode des différences centrées, les méthodes de collocation, la méthode HHT- α <<Hilbert-Hughes-Taylor- α >> ou les méthodes de Newmark (Chopra, 2012).

Cette méthode se caractérise par le fait que l'analyse d'un ensemble d'accélérogrammes enregistrés ou artificiels permet de rendre compte de la variabilité du mouvement du sol. Par conséquent, le comportement non linéaire d'une structure peut être simulé presque au niveau réel. Cependant, ce type d'analyse perd de sa praticabilité en raison de sa complexité, car il nécessite plusieurs hypothèses concernant le choix de l'entrée sismique. De ce fait, le choix des accélérogrammes de l'étude est un paramètre très important pour cette analyse.

4.2.2 Caractéristiques des signaux sismiques

Les analyses temporelles non linéaires visent à étudier la performance et le niveau de dommages des ponts lors d'un tremblement de terre. Dans ce contexte, les signaux sismiques doivent être sélectionnés et calibrés de sorte qu'ils reflètent la sismicité de la région à l'étude. En revanche, vu qu'il est très rare de savoir des enregistrements sismiques directement du site de l'étude, la calibration de l'amplitude des enregistrements sismiques est une nécessité afin qu'ils soient compatibles avec le spectre de conception du code.

4.2.2.1 Sismicité du Canada

Au Canada, on distingue principalement quatre zones sismiques à savoir : le centre des grandes plaines, le grand-nord, l'Est du Canada et l'Ouest du Canada. La figure 4.8 présente les zones de sismicité modérée à importante au Canada.

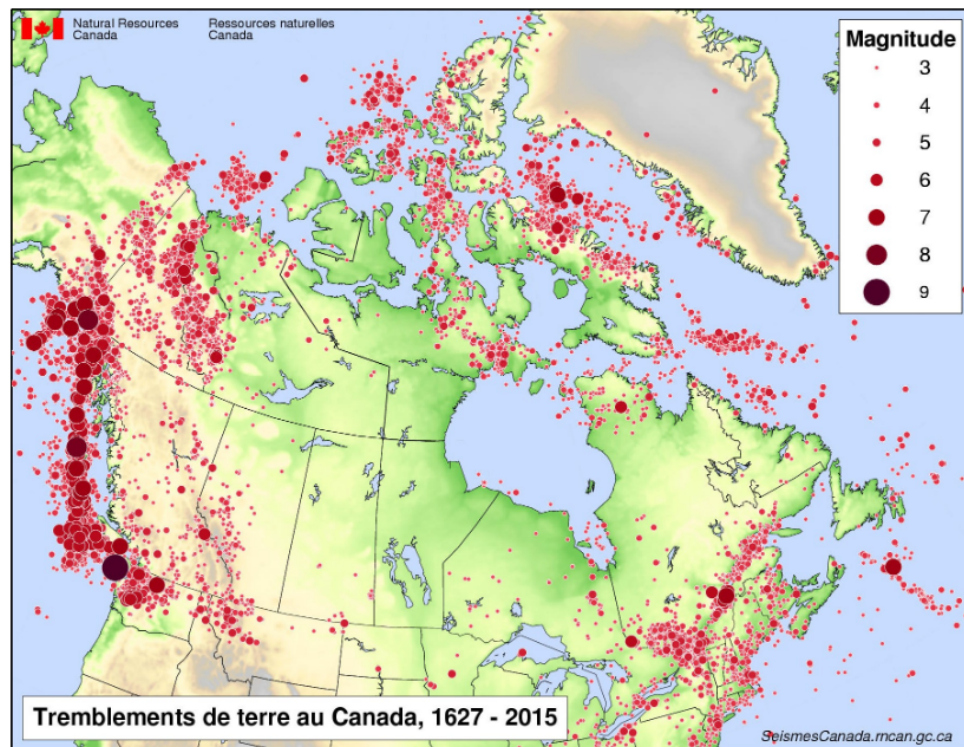


Figure 4.8 Les séismes historiques au Canada
Tirée de Ressources Naturelles du Canada (2020)

4.2.2.2 Accélérogrammes

Au Canada, contrairement à d'autres régions du monde (tel que le Japon et les États-Unis), les enregistrements des séismes historiques sont peu nombreux. Cependant, conformément à l'article 4.4.3.6 du CSA-S6-14, un minimum de onze (11) accélérogrammes doit être utilisé au cours des analyses dynamiques temporelles. De ce fait, afin de compenser le manque d'enregistrements historiques on peut avoir recours à une banque de séismes synthétiques qui ont des effets induits équivalents à ceux des séismes historiques. Également, tel que recommandé par Tremblay et al. 2015, cinq accélérogrammes au moins doivent être utilisés pour chaque scénario. À cet effet, pour chaque site sismique, un ensemble de quinze (15) accélérogrammes représentatifs a été sélectionné. Rappelons que les deux sites sismiques représentatifs de cette étude sont Vancouver en Colombie-Britannique et Montréal au Québec.

Les séismes sélectionnés sont composés de paires d'accélérogrammes sismiques historiques et artificiels. Les enregistrements historiques de Nahanni, Val-des-bois et Saguenay ont été considérés pour le site de Montréal (à l'Est du Canada) et ceux de Morgan Hill, de Loma Prieta, de Wattier-Narrows et de Northridge ont été considérés pour le site de Vancouver (Ouest). Ensuite, la sélection des accélérogrammes artificiels a été basée sur la déaggrégation du risque sismique pour chaque ville en termes de scénario Magnitude-Distance (M-R) pour une probabilité de dépassement de 2 % en 50 ans (période de retour de 2475 ans) (Moradiankhabiri, 2016). Le tableau 4.5 montre les scénarios M-R utilisés afin de sélectionner les accélérogrammes artificiels pour les sites de Montréal et Vancouver.

Tableau 4.5 Scénarios M-R utilisés pour la sélection des accélérogrammes artificiels

Région	Scénario	Magnitude	Distance (Km)
Montréal (Est)	M6-E	M6,0	R10-R30
	M7-E	M7,0	R20-R70
Vancouver (Ouest)	M6-O	M6,5	R10-R30
	M7-O	M7,5	R20-R70

Ces accélérographes tels quels ne sont souvent pas représentatifs en termes des caractéristiques sismiques et des conditions du site pour la localité de l'étude. À cet effet, il faut les calibrer sur les spectres de réponses cibles du CSA-S6-14. Pour cette étude les spectres de calcul de Montréal et Vancouver ont été respectivement utilisés pour les régions de l'Est de l'Ouest du Canada. Tout d'abord, les enregistrements historiques ont été calibrés en utilisant la méthode de calibration des signaux sismiques dans le domaine temporel. Ensuite, les accélérographes synthétiques ont été calibrés selon la méthode d'étalonnage proposée par Tremblay et al. (2015).

L'enregistrement des mouvements sismiques est effectué généralement selon des directions arbitraires : une direction verticale et deux directions horizontales orthogonales. Ces directions présentent souvent un certain degré de corrélation. Néanmoins, comme démontré par Penzien et Watabe (1975), le mouvement sismique est plus énergétique selon des directions principales (majeure et mineure). À cet effet, une fois la sélection et la calibration des séismes sont effectuées, une transformation des composantes du mouvement sismique selon les directions principales doit être effectuée dans le but de décorréler les composantes du mouvement sismique. Par conséquent, les accélérographes deviennent statistiquement indépendants et peuvent être utilisés comme une paire de composantes principales orthogonales dans des analyses dynamiques temporelles bidirectionnelles.

4.2.3 Analyses

Après avoir traité les accélérographes, le logiciel SAP 2000 a été utilisé afin d'étudier l'effet bidirectionnel des mouvements sismiques sur la performance des variantes de ponts étudiés. À cet effet, une série d'analyses temporelles non linéaires en utilisant l'intégration directe de Newmark-Béta avec les paramètres $\gamma = 1/2$ et $\beta = 1/4$, a été effectué.

Les accélérographes utilisés en données d'entrée sont présentés dans l'annexe I. Afin de tenir en compte du caractère multidirectionnel des mouvements sismiques, les variantes du pont ont été soumises simultanément aux deux composantes orthogonales, la première est appliquée

dans le sens transversal pendant que la seconde est appliquée dans le sens longitudinal. Ensuite, le même processus est répété en inversant les deux composantes de direction afin de déterminer la sollicitation la plus critique des deux analyses.

L'analyse dynamique temporelle a pour avantage de déterminer la distribution des efforts internes dans les membrures pour chaque pas de temps. Durant la présente recherche, un pas de temps de 0,005s a été utilisé pour le calcul. En termes de résultats, la déformation dans le temps au niveau des fibres de béton non confiné et confiné ainsi qu'au niveau des armatures longitudinales, dans la zone de rotule plastique est obtenue pour chaque variante d'étude et pour chaque événement sismique afin de déterminer l'état de dommage des colonnes. Il en est de même pour les déformations au niveau des unités d'isolation sismique.

Cependant cette méthode d'analyse présente l'inconvénient de la nécessité d'une grande quantité de calcul. De ce fait, pour la présente recherche une analyse détaillée des six variantes de la région l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 % a été réalisée dans un premier temps. Ce choix a été effectué sur la base de l'étude préliminaire de la prédiction des déformations du retrait et du fluage réalisé dans le chapitre 2, ainsi que sur les résultats obtenus par les analyses statiques non linéaires tel que détaillé précédemment. Nous rappelons que les résultats obtenus ont démontré que l'effet des propriétés dépendantes du temps du béton est beaucoup plus important à l'Est qu'à l'ouest du Canada. Ensuite, une étude comparative de tous les paramètres d'études a été réalisée uniquement pour les variantes correspondant aux scénarios de construction : P1 construction en une seule étape, P2-0 construction séquentielle avec un séisme se produisant à la fin de la construction et P2-100 construction séquentielle avec un séisme se produisant à la fin de la vie de l'ouvrage. Ce choix a été basé aussi sur les interprétations des résultats obtenus par les analyses statiques non linéaires.

CHAPITRE 5

RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Ce projet de recherche a été mené afin d'examiner le comportement sismique à court et à long terme des piles de ponts en béton armé ainsi que de vérifier la possibilité de l'assouplissement des exigences actuelles sur le renforcement longitudinal minimal des piles. Plus précisément, on a émis l'hypothèse que le rapport de renforcement longitudinal minimum de la spécification du code canadien des ponts CSA-S6-14 pour les colonnes en béton armé pourrait être réduit par rapport à l'exigence actuelle de 0,8 %. Comme présenté dans le chapitre précédent, plusieurs variantes d'un pont typique isolé à la base sont étudiées avec comme paramètres principaux : le type de construction, l'âge du pont lors de son exposition au séisme ainsi que le taux d'armatures longitudinales dans les colonnes de la pile centrale du pont, et ce pour les deux régions sismiques de l'Est et l'Ouest Canadien. Ce chapitre est dédié à la présentation et la discussion des résultats obtenus par les analyses dynamiques temporelles non linéaires.

5.1 Principe

L'objectif de ce projet de recherche est d'étudier la performance sismique des piles de ponts sous-armées sous l'effet du comportement temporel du béton. À cet effet, les résultats obtenus par les analyses dynamiques non linéaires sont examinés principalement en fonction des critères de performances exigés par le code canadien sur le calcul des ponts routiers, le CSA-S6-14. Le tableau 5.1 résume les niveaux de performance minimaux ainsi que les principaux critères de performances énoncés respectivement dans les articles 4.4.6.2 et 4.4.6.3 du code CSA-S6-14 pour les ponts essentiels qui rentrent dans la catégorie des ponts considérés dans le cadre de cette étude.

Tableau 5.1 Niveaux et critères de performance selon le code CSA-S6-14

Niveaux de performance minimaux			Critères de performances		
Période de retour	Service	Dommage	État général	Déformations de compression du béton	Déformation de l'acier
475 ans	Immédiat	Aucun	-	-	-
975 ans	Immédiat	Mineur	Essentiellement élastique	Inférieur à 0,004	Inférieur à la limite d'élasticité : ϵ_y
2475 ans	Service limité	Réparable	Dommages modérés	-	Inférieur à 0,015

La déformation maximale dans les fibres du béton non confiné, du béton confiné et de l'acier d'armature longitudinale dans la zone de la rotule plastique, ainsi que les déplacements maximums et résiduels au niveau des isolateurs sismiques, constituent les principaux indicateurs de la performance sismique du pont. En revanche, telle que précisée dans le chapitre 3 de ce rapport, la longueur de la rotule plastique estimée dans la présente recherche est recommandée pour les ponts conventionnels. Cependant, la demande en ductilité est beaucoup moins importante dans le cas des ponts isolés à la base et les ponts essentiels de manière générale, ce qui nous mène à conclure que les résultats obtenus au niveau de la zone de la rotule plastique ne sont pas représentatifs de la déformation exacte. À cet effet, dans le cadre de la présente recherche, la discussion des résultats est essentiellement basée sur la demande en force sismique versus la capacité de la colonne. Ces résultats sont plus indicatifs pour la présente recherche vue que les variantes de pont à l'étude demeurent essentiellement élastiques.

5.2 Méthodologie

La pile centrale constituée de trois colonnes formant un cadre rigide dans la direction transversale du pont, constitue l'élément critique de la présente étude, notamment au niveau de sa partie inférieure, siège de possibles déformations inélastiques. À cet effet, une étude détaillée de cette partie est effectuée.

Afin d'étudier les niveaux de sollicitation sismique versus les capacités des colonnes, les diagrammes d'interaction des moments de flexion bidirectionnels sont obtenus à la base des colonnes d'extrémités. Ces diagrammes d'interaction sont ensuite superposés aux surfaces de ruptures des colonnes. Les surfaces de ruptures ont été obtenues à l'aide du logiciel SPColumn (StructurePoint 2014) en considérant les charges axiales minimale et maximale sur les colonnes. Les charges axiales agissant sur les colonnes sont celles causées par les charges permanentes et par les charges sismiques dues à l'effet cadre dans la direction transversale du pont. Les résultats obtenus sont regroupés en trois groupes :

- la réponse sous l'effet des séismes historiques;
- la réponse sous l'effet des séismes synthétiques des scénarios M6-E et M6-O (tableau 4.5);
- la réponse sous l'effet des séismes synthétiques des scénarios M7-E et M7-O (tableau 4.5).

Les déformations maximales des fibres des matériaux ainsi que les déplacements maximums et résiduels des isolateurs sont aussi analysés. La méthodologie suivie lors du traitement de ces résultats consiste à déterminer les déformations et les déplacements maximums moyens par groupe d'enregistrements sismiques et de retenir ensuite la déformation et le déplacement maximums moyens obtenus parmi les trois groupes d'enregistrements sismiques pour chaque région. Ceci est dans le but de classifier la performance sismique du pont, tel que recommandé par Tremblay et al. (2015).

Le processus suivi pour la détermination de ces valeurs maximales moyennes est le suivant :

- pour les déformations des fibres : les déformations maximales (en valeur absolue) des fibres par catégorie de matériaux (béton non confiné, béton confiné et armature d'acier) pour les trois colonnes formant la pile centrale sont examinées, et ce pour chaque événement sismique;
- pour le déplacement des isolateurs : les déplacements maximaux (en valeur absolue) au sein des dix-huit (18) unités d'isolation sismique dans les deux directions principales du pont sont examinés, et ce pour chaque événement sismique.

5.3 Discussions des résultats

Nous rappelons que vu les exigences de calcul de la méthode d'analyse dynamique temporelle en termes de temps d'analyse et de sauvegarde, uniquement les variantes du pont de l'Est Canadien avec un taux de renforcement de 0,5 % sont étudiées dans un premier temps. Dans cette étude, les différents scénarios de construction sont considérés, soit : P1 construction en une seule étape, P2-0 construction séquentielle avec un séisme se produisant à la fin de la construction, P2-1 construction séquentielle avec un séisme se produisant après 1 an, P2-5 construction séquentielle avec un séisme se produisant après 5 ans, P2-30 construction séquentielle avec un séisme se produisant après 30 ans et P2-100 construction séquentielle avec un séisme se produisant à la fin de la vie de l'ouvrage. Cette étude préliminaire des variantes de pont de la région de l'Est est effectuée dans le but d'évaluer l'évolution des effets dus au retrait et au fluage au fil du temps.

Ensuite, une étude comparative des variantes de ponts en considérant les principaux paramètres d'études, à savoir le taux de renforcement en armature longitudinale et la zone sismique, est effectuée, et ce uniquement pour les trois scénarios de construction P1, P2-0 et P2-100 tels que précisés dans le chapitre 4. Ce travail a été réalisé afin de pouvoir déterminer l'effet des propriétés dépendantes du temps du béton sur le comportement sismique des piles de ponts isolés à la base et sous-armées. Les variantes du pont considérées pour cette étude comparative sont résumées dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Variantes du pont considérées pour l'étude comparative

Scénario de construction		Zone sismique	ρ (%)	Nom
Construction en une seule étape (P1)		Est	0,5	PE1-R
			0,8	PE1-P
		Ouest	0,5	PO1-R
			0,8	PO1-P
Construction séquentielle	Séisme à la fin de la construction (P2-0)	Est	0,5	PE2-0-R
			0,8	PE2-0-P
		Ouest	0,5	PO2-0-R
			0,8	PO2-0-P
	Séisme après 100 ans de la fin de la construction (P2-100)	Est	0,5	PE2-100-R
			0,8	PE2-100-P
		Ouest	0,5	PO2-100-R
			0,8	PO2-100-P

Les différentes variantes étudiées dans cette section ont été soumises à des accélérogrammes bidirectionnels de séismes historiques et synthétiques, calibrés sur les spectres du code CSA-S6-14 pour les régions de Montréal et Vancouver.

5.3.1 Étude préliminaire

Cette étude préliminaire vise à déterminer l'impact de la construction séquentielle et de l'âge de l'ouvrage lors du tremblement de terre sur l'évolution des effets structuraux dus au retrait et au fluage du béton.

Les figures 5.1 à 5.3 montrent les moments de flexion bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les six variantes du pont de l'Est avec un taux de 0,5 % d'armature longitudinale, et ce pour les trois groupes d'enregistrements sismiques. À partir de ces figures, on observe un changement considérable au niveau de l'allure des courbes de la demande. Il est clair que la demande en flexion dans la direction transversale autour de l'axe fort x-x subit une augmentation importante au fil du temps. Autrement dit, l'âge du pont lors de séisme a un impact important sur les moments de flexion transversale. Ceci est attribué à l'effet du portique dans cette direction.

Les demandes en moments de flexion observés sont généralement inférieures à la capacité nominale de la colonne la plus sollicitée avec une très faible incursion dans le domaine inélastique, sous les séismes synthétiques de scénario M7-E (tableau 4.5). Cette légère plastification est détectée par le léger dépassement de la surface de rupture par les moments de flexion longitudinale, mais elle n'a pas d'effet significatif sur le comportement sismique de la pile, lequel demeure dans le domaine élastique. Ainsi, vu que les propriétés temporelles du béton n'ont pas d'effet important sur la demande en flexion dans la direction longitudinale, le comportement sismique de la pile centrale reste essentiellement élastique.

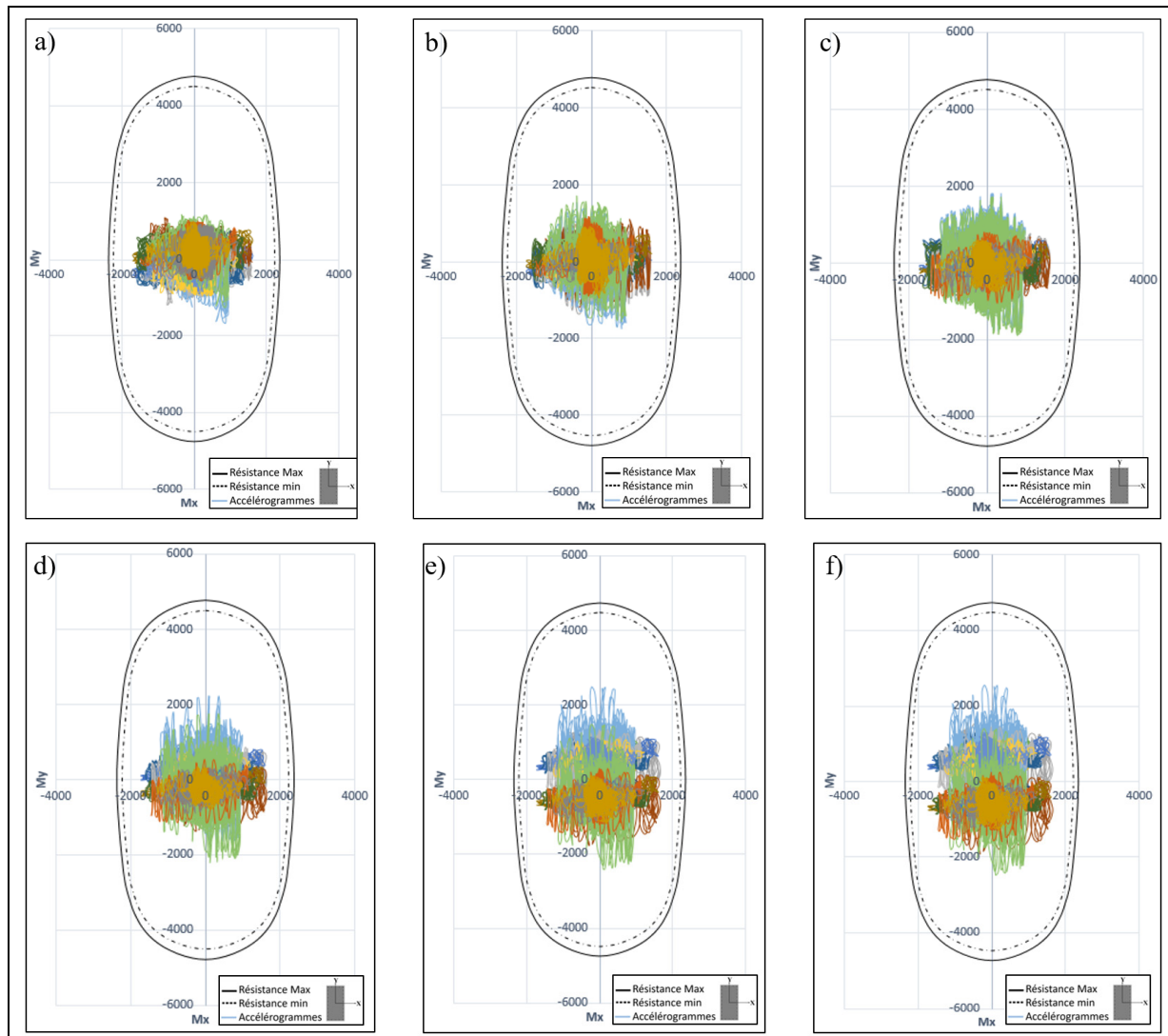


Figure 5.1 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les signaux provenant des tremblements de terre historiques (a) PE1-R; (b) PE2-0-R; (c) PE2-1-R; (d) PE2-5-R; (e) PE2-30-R; (f) PE2-100-R

*Résistance Max : Résistance de la colonne sous charge morte + charge de séisme due à l'effet de portique

*Résistance Min : Résistance de la colonne sous charge morte - charge de séisme due à l'effet de portique

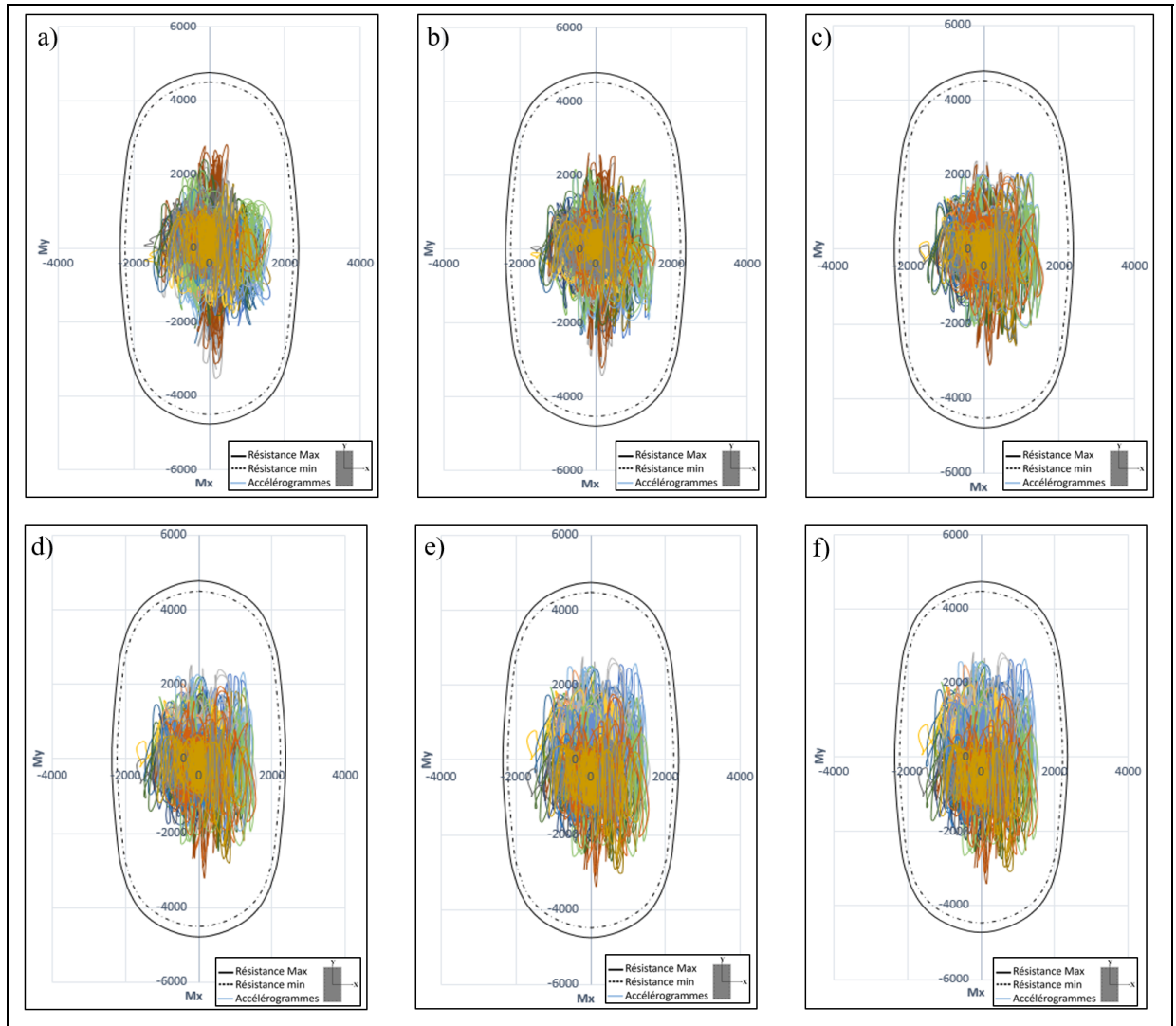


Figure 5.2 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M6-E (a) PE1-R; (b) PE2-0-R; (c) PE2-1-R; (d) PE2-5-R; (e) PE2-30-R; (f) PE2-100-R

*Résistance Max : Résistance de la colonne sous charge morte + charge de séisme due à l'effet de portique

*Résistance Min : Résistance de la colonne sous charge morte - charge de séisme due à l'effet de portique

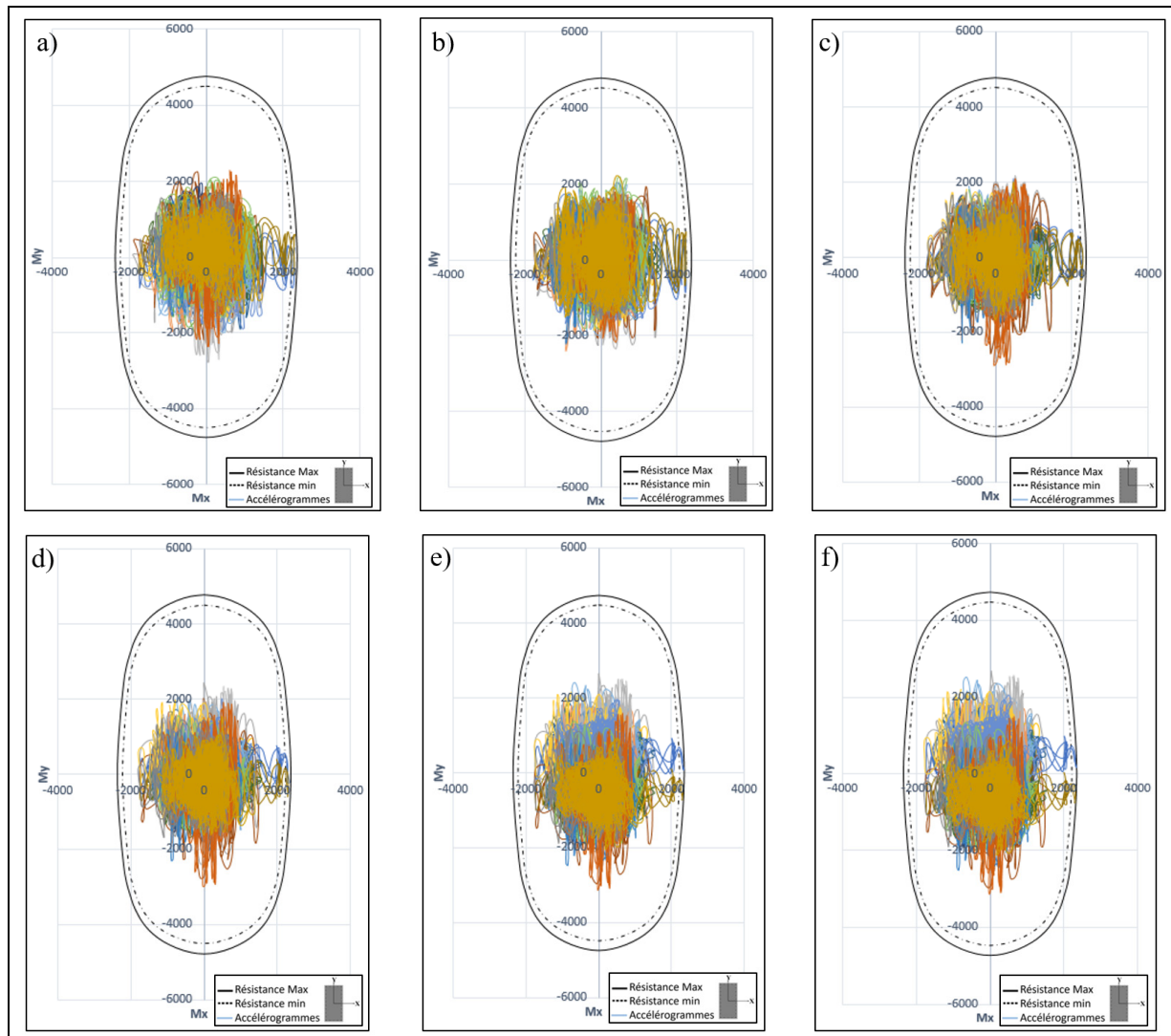


Figure 5.3 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M7-E (a) PE1-R; (b) PE2-0-R; (c) PE2-1-R; (d) PE2-5-R; (e) PE2-30-R; (f) PE2-100-R

*Résistance Max : Résistance de la colonne sous charge morte + charge de séisme due à l'effet de portique

*Résistance Min : Résistance de la colonne sous charge morte - charge de séisme due à l'effet de portique

En termes de valeurs maximales, les moments maximaux de flexion transversale (M_x) et longitudinale (M_y) sont examinés. Les résultats sont traités selon la méthodologie recommandée par Tremblay et al. (2015), exposée précédemment. La figure 5.4 montre l'évolution des valeurs maximales moyennes des moments M_x et M_y , en considérant les six variantes de construction, et ce pour les trois groupes de séismes. Cette figure démontre que l'augmentation du moment de flexion transversale est plus élevée durant les trente ans qui suivent la fin de construction de l'ouvrage et que l'augmentation maximale est observée à la fin de la vie de l'ouvrage. Les moments de flexion transversale sont de 20 % à 45 % plus élevés pour une construction séquentielle à la fin de la vie de l'ouvrage par rapport à une construction en une seule étape. En ce qui concerne les moments de flexion longitudinale, aucune augmentation significative n'a été observée. Ceci est parce que dans cette direction, la colonne est libre de fléchir et par conséquent le fluage et le retrait ne sont pas empêchés/restricts et ne résultent pas en forces internes.

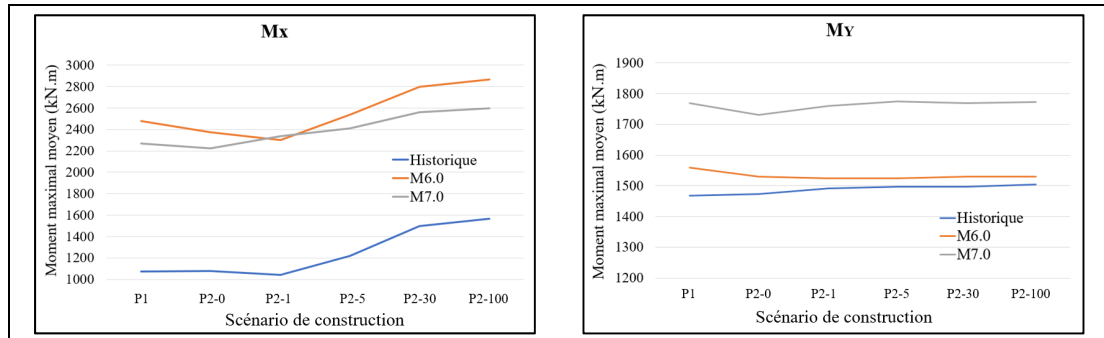


Figure 5.4 Valeurs maximales moyennes des moments M_x et M_y pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 %

Ces interprétations nous mènent à conclure que le retrait et le fluage du béton ont un effet important sur la demande en flexion des colonnes, notamment dans la direction transversale du pont à cause de l'effet du portique dans cette direction.

Des vérifications additionnelles, particulièrement au niveau de la déformation des fibres et des déplacements des isolateurs s'imposent afin de conclure sur la nature de performance sismique de ce pont de l'Est avec le taux de renforcement de 0,5 % sous l'effet des propriétés dépendantes du temps du béton.

La figure 5.5 présente les déformations maximales moyennes au niveau des fibres par groupe de séismes pour les six variantes du pont à l'étude. L'analyse de cette figure montre que les propriétés temporelles du béton peuvent provoquer des augmentations au niveau des déformations des fibres de matériaux au fil de temps. Ces augmentations suivent la même tendance pour les trois catégories de matériaux (béton non confiné, béton confiné et armature d'acier). Contrairement aux moments maximums, la déformation maximale moyenne des fibres des matériaux n'est pas nécessairement obtenue pour le cas de la construction séquentielle à la fin de la vie de l'ouvrage.

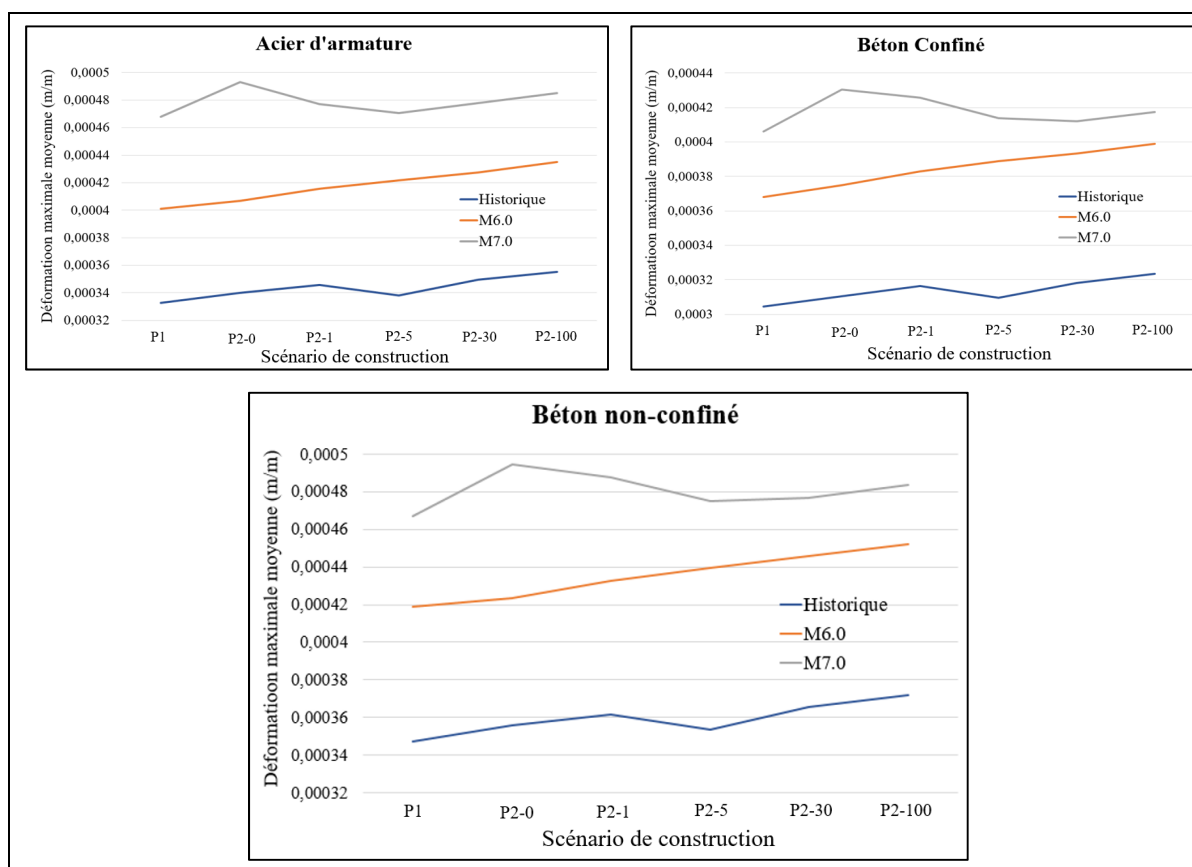


Figure 5.5 Déformations maximales moyennes pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 %

Les déplacements des isolateurs sont également étudiés. Dans un premier temps, les déplacements maximums dans les deux directions longitudinale et transversale sont examinés.

Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 5.6. Ces résultats montrent que le comportement temporel du béton n'a pas d'effet significatif sur le déplacement maximal des unités de l'isolation sismique. La figure 5.7 montre les déplacements résiduels maximums moyens pour les six variantes du pont de l'Est avec le taux de renforcement de 0,5 %. L'examen des résultats montre que, contrairement aux déplacements maximums, une augmentation importante des déplacements résiduels au fil du temps sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Le déplacement résiduel maximal moyen est généralement de l'ordre de 2 à 3 fois plus élevé dans le cas de la construction séquentielle à la fin de la vie de l'ouvrage par rapport au cas de la construction en une seule étape. Ces résultats sont cohérents avec les décalages au sein des isolateurs prévus par les analyses statiques non linéaires telles que mentionnées dans le chapitre 4 du mémoire.

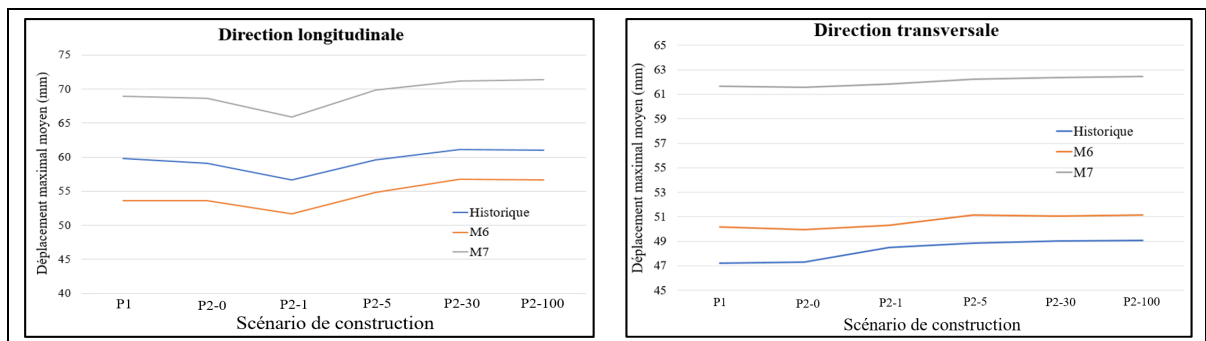


Figure 5.6 Déplacements maximums moyens pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 %

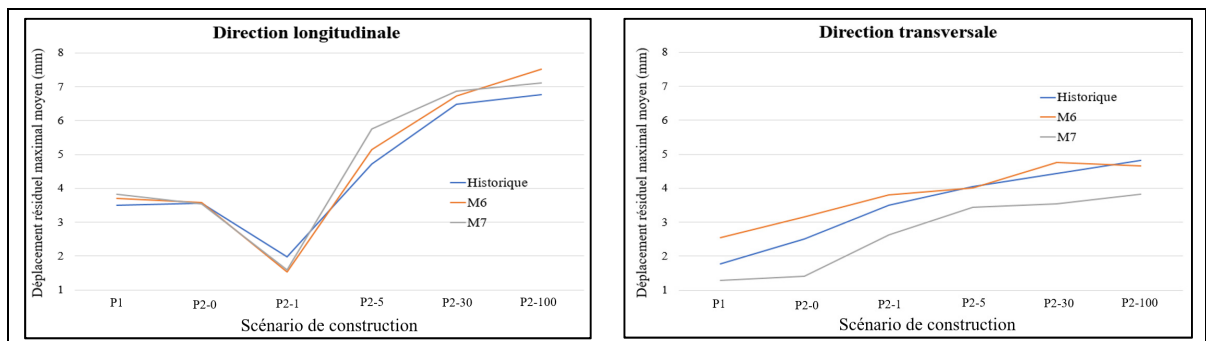


Figure 5.7 Déplacements résiduels maximums moyens pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 %

5.3.2 Étude comparative

Dans cette section, une étude comparative des résultats obtenus en considérant les pourcentages d'armatures longitudinales requises (0,5 %) et d'armature minimum prescrits par le CSA-S6-14 (0,8 %), a été effectuée.

Outre le taux de renforcement en armature longitudinale, les variantes de ponts qui font l'objet de cette étude comparative diffèrent aussi au niveau de type de la construction et de l'âge de l'ouvrage lors du séisme. Rappelons que comme précisé dans le chapitre 4 du mémoire, les analyses dynamiques non linéaires ont été traitées pour le cas de la construction séquentielle uniquement à la fin de la construction et à la fin de vie de l'ouvrage.

Les résultats des analyses temporelles non linéaires des douze variantes de ponts qui font l'objet de cette étude comparative pour les deux zones sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada, sont présentés et discutés dans cette section.

5.3.2.1 Efforts dans les colonnes

Les résultats des moments de flexion bi-axiale sous l'effet des charges sismiques à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec le taux de renforcement de 0,8 % sont présentés dans les figures 5.8 à 5.10. Les résultats montrent que la capacité de la colonne en flexion dans les deux directions augmente avec le ratio d'armature longitudinale, en revanche la demande sismique est demeurée pratiquement inchangée. On note aussi que la demande en moment de flexion des colonnes est inférieure à la capacité des colonnes, ce qui indique qu'il n'y a pas de plastification des colonnes.

Concernant, les effets du comportement temporel du béton sur l'augmentation des moments de flexion bidirectionnels, aucune variation significative n'a été observée lors du changement du taux de renforcement entre 0,5 % et 0,8 %. Pour les scénarios de construction : P1 construction en une seule étape, P2-0 construction séquentielle avec un séisme se produisant à la fin de la construction et P2-100 construction séquentielle avec un séisme se produisant à la

fin de la vie de l'ouvrage, les courbes de la demande en flexion ont la même allure sous l'effet bidirectionnel des enregistrements sismiques, et ce pour les deux taux de renforcement requis et prescrits dans le code. Ceci démontre que la variation du taux d'armature longitudinale n'a pas d'effet supplémentaire sur l'évolution de la demande en flexion sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

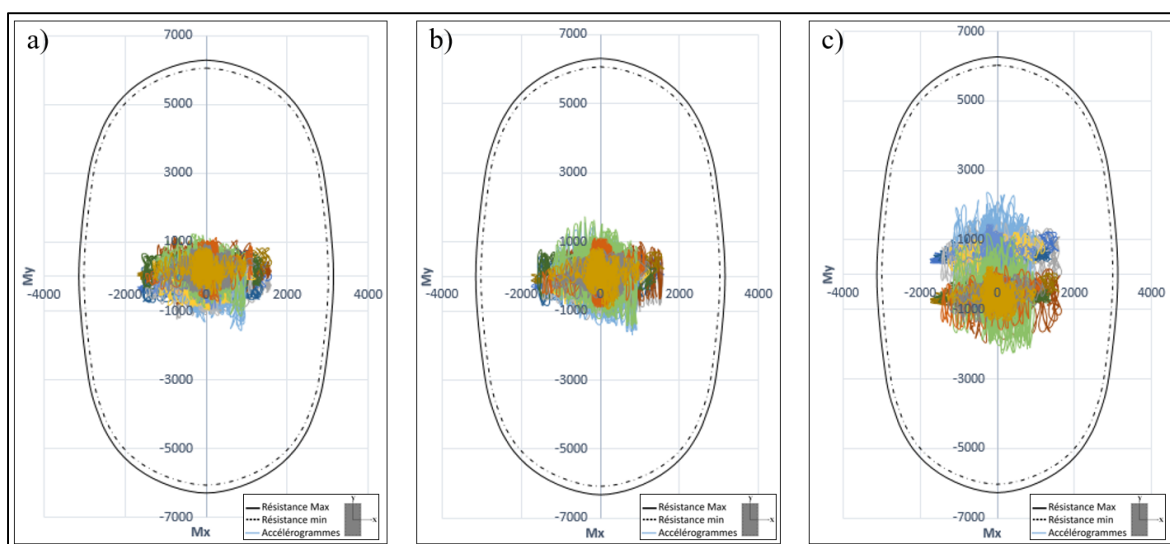


Figure 5.8 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les signaux provenant des tremblements de terre historiques (a) PE1-P; (b) PE2-0-P; (c) PE2-100-P

*Résistance Max : Résistance de la colonne sous charge morte + charge de séisme due à l'effet de portique

*Résistance Min : Résistance de la colonne sous charge morte - charge de séisme due à l'effet de portique

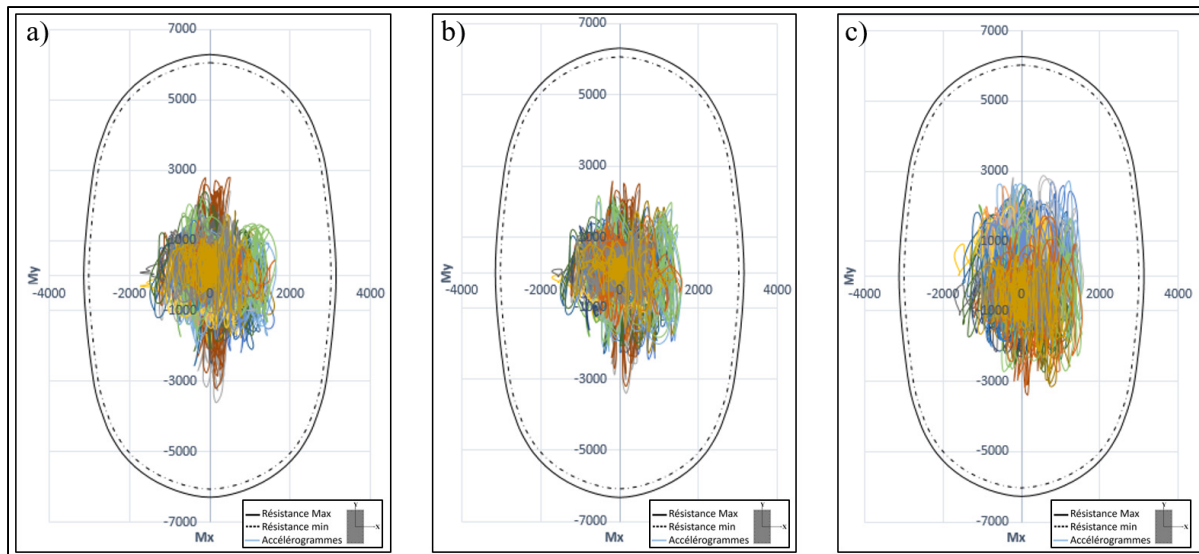


Figure 5.9 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M6-E (a) PE1-P; (b) PE2-0-P; (c) PE2-100-P

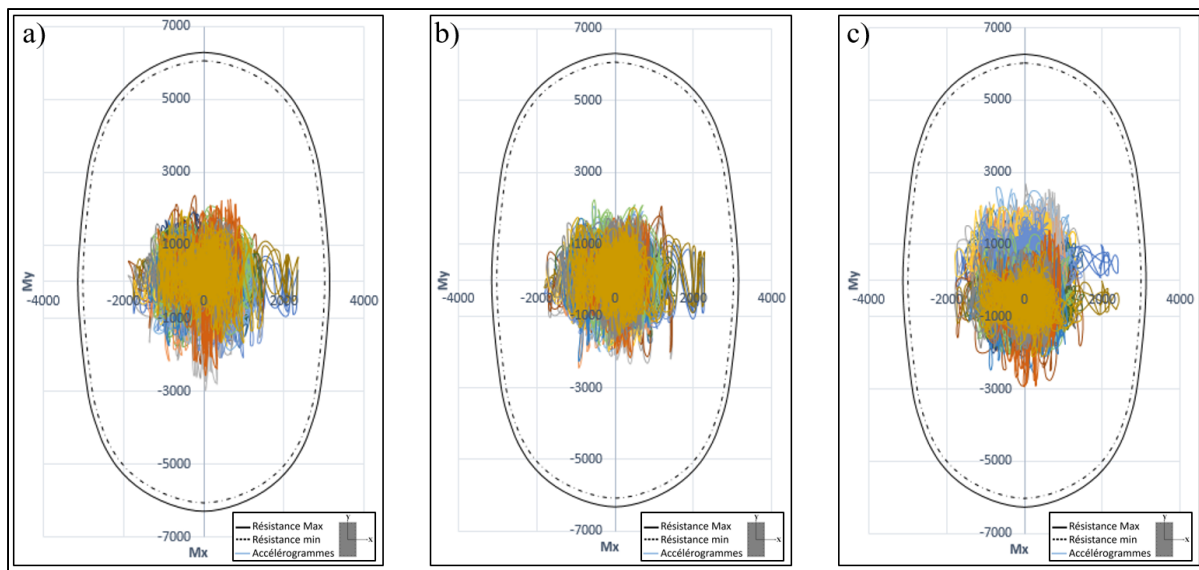


Figure 5.10 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M7-E (a) PE1-P; (b) PE2-0-P; (c) PE2-100-P

*Résistance Max : Résistance de la colonne sous charge morte + charge de séisme due à l'effet de portique

*Résistance Min : Résistance de la colonne sous charge morte - charge de séisme due à l'effet de portique

Les figures 5.11 à 5.16 présentent les résultats des moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les taux de renforcement de 0,5 % et 0,8 % respectivement pour la région de l'Ouest (Vancouver). Ces résultats montrent que les réponses les plus critiques sont obtenues sous les séismes synthétiques de magnitude 7.5. Aussi, on observe que la demande en moment est plus élevée avec le taux de renforcement de 0,5 % notamment dans la direction longitudinale. À la lumière de ces résultats, la formation d'une zone de rotule plastique apparaît comme très probable dans cette direction. Dans le cas des effets du retrait et du fluage sur la demande en flexion, on observe que l'augmentation de la demande en moment autour de l'axe fort est plus importante dans la région de l'Est.

L'observation générale qu'on peut tirer de ces résultats est que les propriétés temporelles du béton affectent considérablement la demande sismique dans la direction transversale notamment pour la région de l'Est. Ceci est dû au fait que les conditions climatiques sont plus sévères (humidité relative plus faible) dans cette région. En revanche, la réduction du pourcentage d'armature longitudinale de 0,8 % à 0,5 % n'a pas d'effet significatif sur le comportement sismique de la pile, lequel demeure essentiellement élastique.

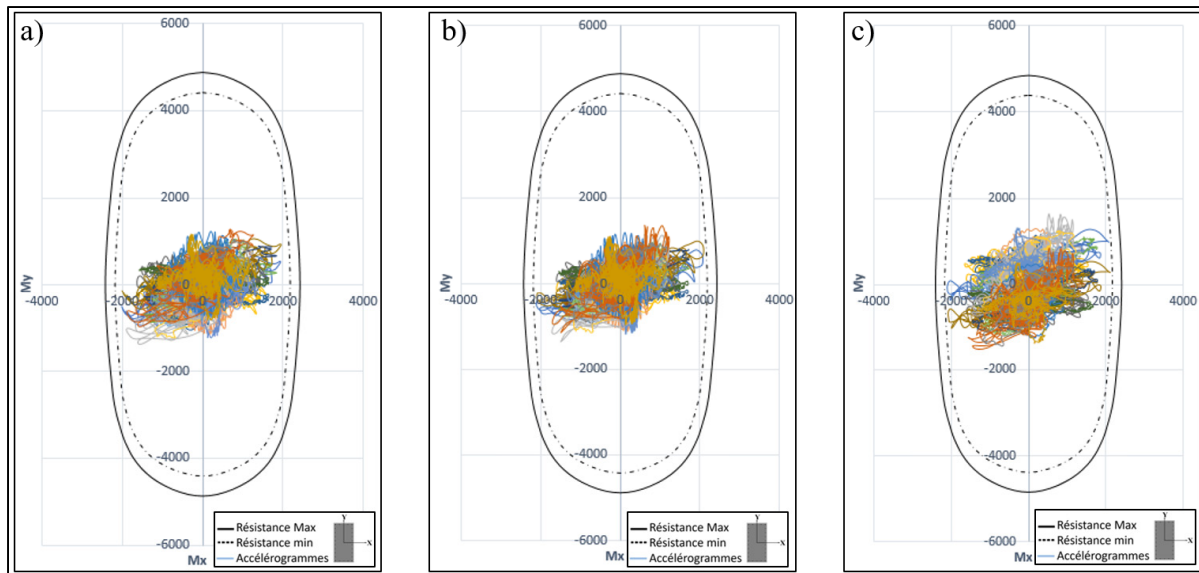


Figure 5.11 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les signaux provenant des tremblements de terre historiques (a) PO1-R; (b) PO2-0-R; (c) PO2-100-R

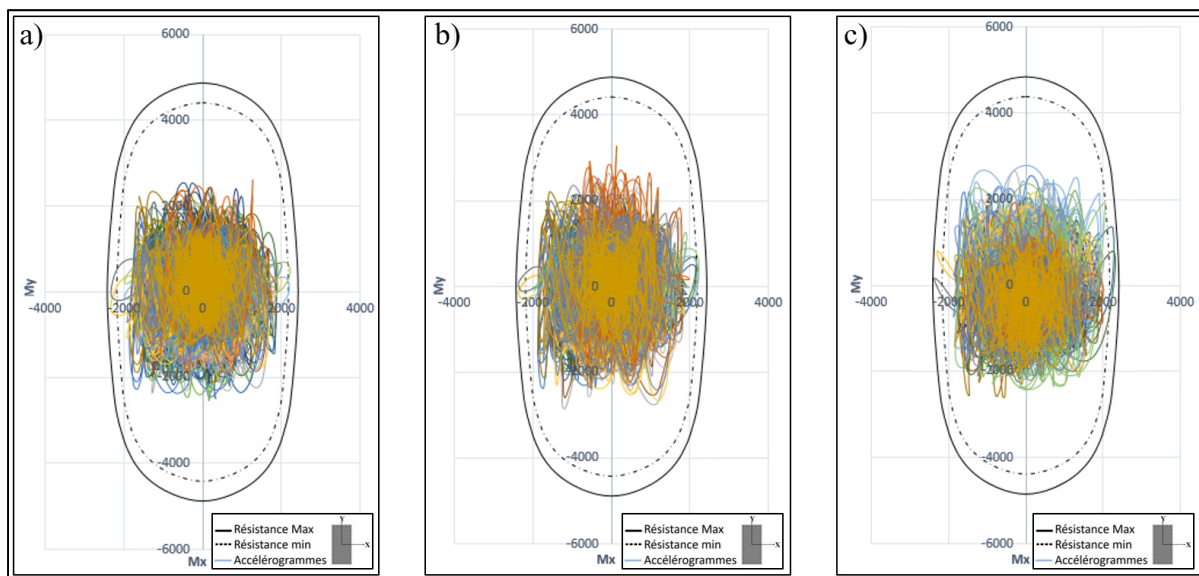


Figure 5.12 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M6-O (a) PO1-R; (b) PO2-0-R; (c) PO2-100-R

*Résistance Max : Résistance de la colonne sous charge morte + charge de séisme due à l'effet de portique

*Résistance Min : Résistance de la colonne sous charge morte - charge de séisme due à l'effet de portique

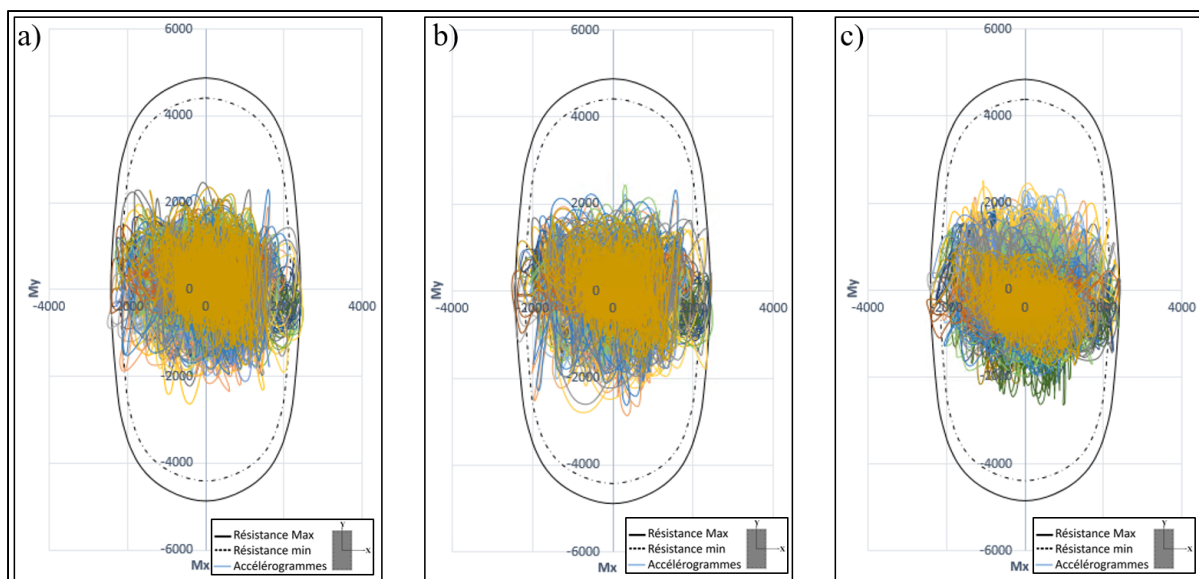


Figure 5.13 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,5 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M7-O (a) PO1-R; (b) PO2-0-R; (c) PO2-100-R

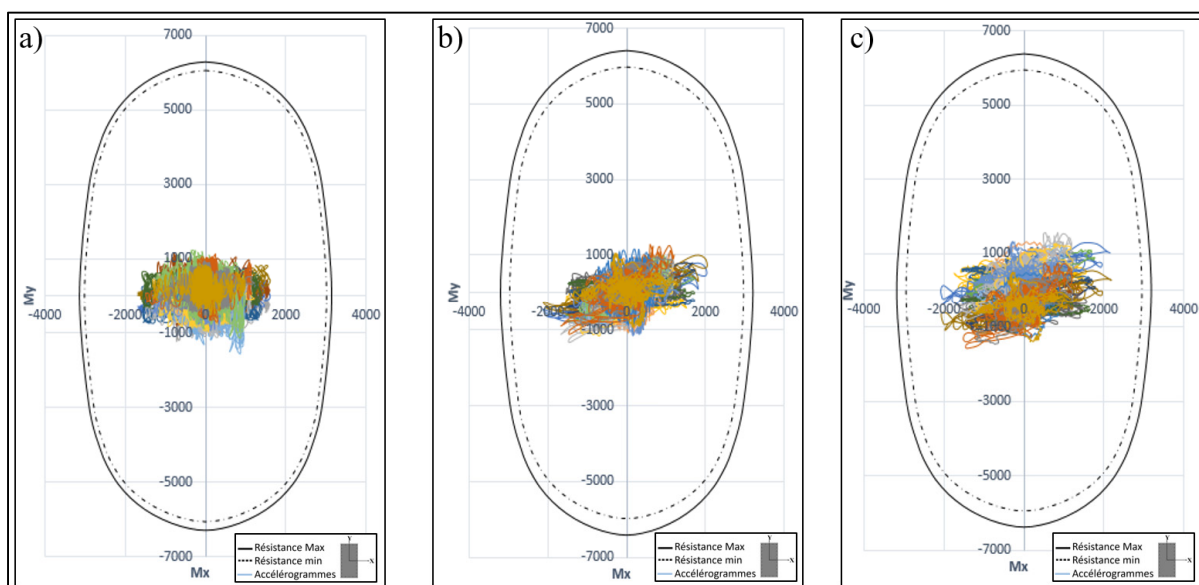


Figure 5.14 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les signaux provenant des tremblements de terre historiques (a) PO1-P; (b) PO2-0-P; (c) PO2-100-P

*Résistance Max : Résistance de la colonne sous charge morte + charge de séisme due à l'effet de portique

*Résistance Min : Résistance de la colonne sous charge morte - charge de séisme due à l'effet de portique

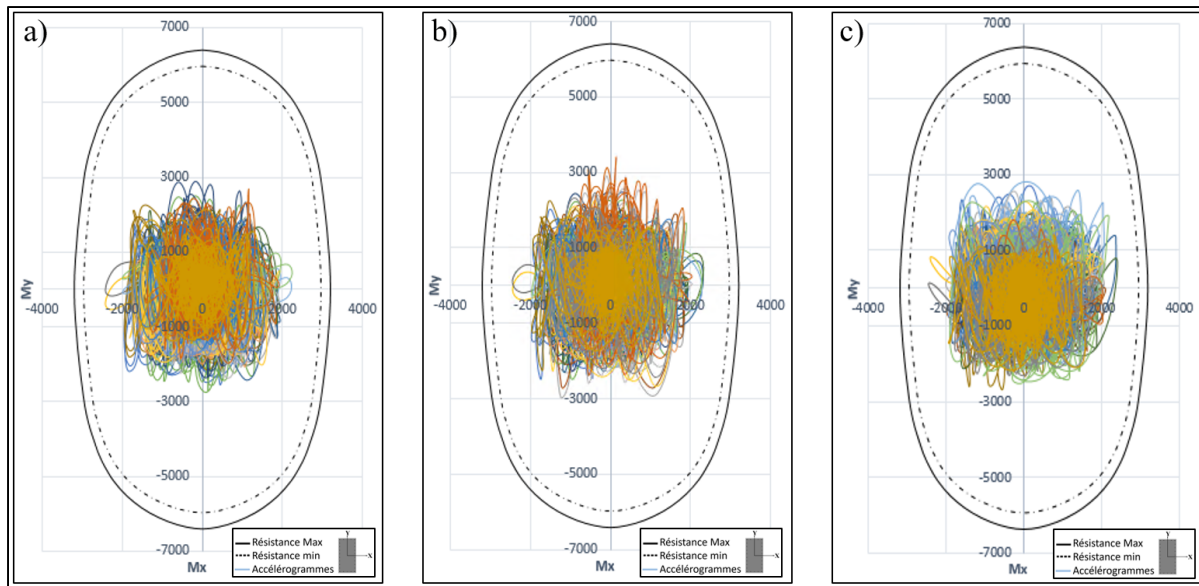


Figure 5.15 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M6-O (a) PO1-P; (b) PO2-0-P; (c) PO2-100-P

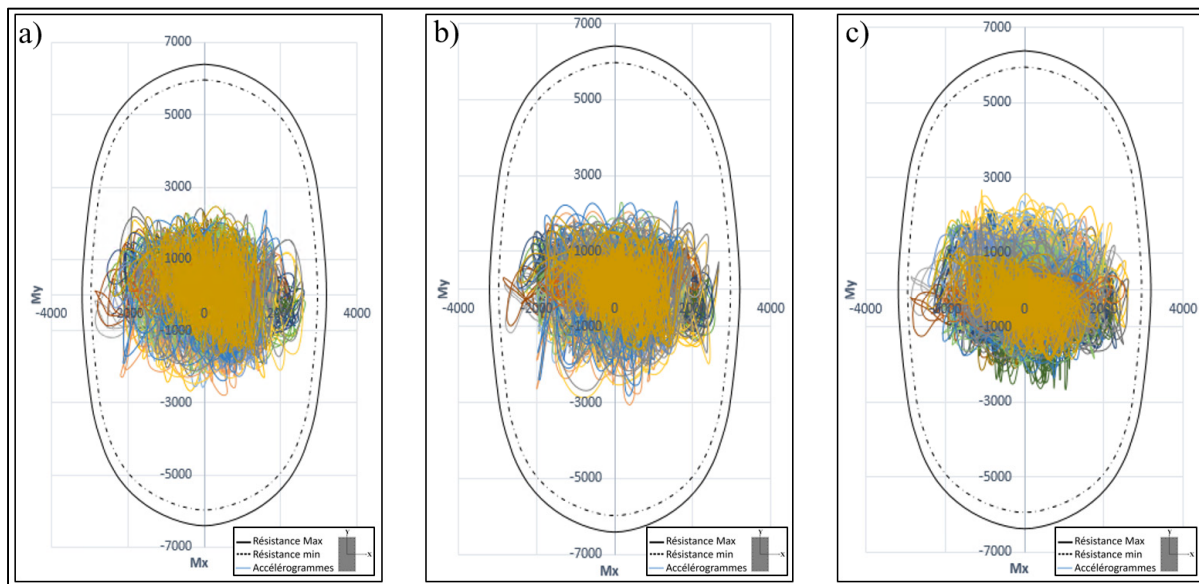


Figure 5.16 Moments bidirectionnels à la base de la colonne d'extrémité pour les variantes du pont de l'Ouest avec un taux de renforcement de 0,8 % en kN.m - Réponse sous les séismes synthétiques de scénario M7-O (a) PO1-P; (b) PO2-0-P; (c) PO2-100-P

*Résistance Max : Résistance de la colonne sous charge morte + charge de séisme due à l'effet de portique

*Résistance Min : Résistance de la colonne sous charge morte - charge de séisme due à l'effet de portique

Une attention particulière est également accordée à l'évaluation du moment de flexion transversale. Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux 5.3 et 5.4. Les valeurs en gras représentent les valeurs maximales moyennes parmi les trois groupes d'enregistrement sismiques pour chaque scénario de construction et les valeurs soulignées indiquent les scénarios de construction pour lesquels on obtient la plus grande valeur du moment. D'après ces résultats on constate que le groupe de séismes synthétiques de magnitude 6.0 est généralement le cas le plus défavorable en termes de moments maximums moyens autour de l'axe fort X-X. Cependant, les effets du retrait et du fluage du béton sur les moments maximums moyens sont plus importants pour le groupe d'enregistrements sismiques historiques.

Tableau 5.3 Valeurs maximales moyennes des moments M_x pour les variantes de ponts de l'Est - (kN.m)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,0	M7,0	Historique	M6,0	M7,0
P1	1074	2479	2270	1073	2507	2383
P2-0	1078	2375	2222	1079	2371	2216
P2-100	1568	<u>2867</u>	2597	1579	<u>2893</u>	2517

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.4 Valeurs maximales moyennes des moments M_x pour les variantes de ponts de l'Ouest - (kN.m)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,5	M7,5	Historique	M6,5	M7,5
P1	1228	2387	2267	1243	2483	2501
P2-0	1177	<u>2605</u>	2424	1162	<u>2685</u>	2420
P2-100	1400	2409	2358	1401	2453	2517

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

La figure 5.17 montre les moments maximums moyens parmi les trois groupes de séismes, par scénario de construction et pour les deux taux d'acier d'armatures longitudinales considérés, soit 0,5 % et 0,8 %. Cette figure met en évidence que l'effet du retrait et du fluage du béton

sur les moments maximums moyens maximums autour de l'axe fort X-X pour la région de l'Est est nettement plus important que pour la région l'Ouest.

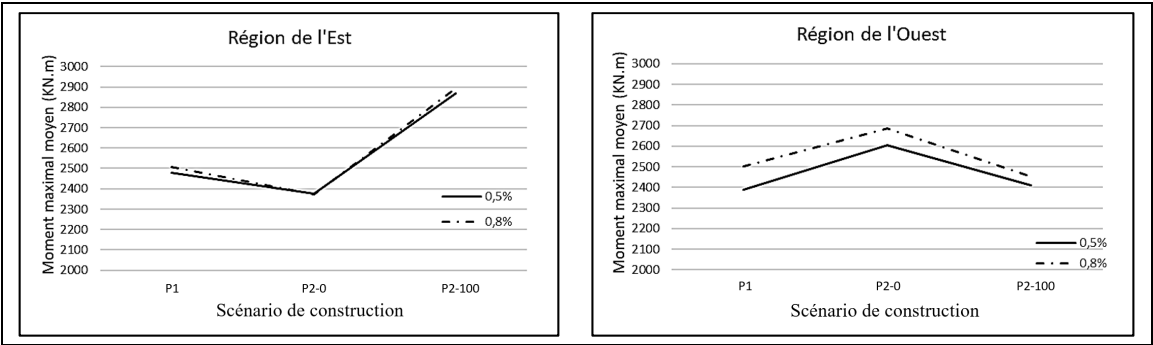


Figure 5.17 Valeurs maximales moyennes maximums des moments M_x

5.3.2.2 Déformations des fibres

Déformations maximales moyennes des fibres

Les valeurs maximales moyennes pour chaque groupe de séisme et non les valeurs maximales individuelles (pour chaque événement sismique), doivent être utilisées afin de classifier la catégorie de performance sismique et de dommage des ponts. Ces valeurs maximales moyennes sont discutées dans cette sous-section. Ces résultats sont séparés selon la zone sismique et le taux de renforcement en armatures longitudinales, et ce pour les trois scénarios de construction de ponts considérés lors des analyses. Ces résultats sont traités pour chaque groupe d'enregistrements sismiques séparément et sont représentés d'une manière similaire à celle utilisée pour la représentation des moments maximums, dans le but de classer les performances sismiques et les dommages des ponts sous l'effet du retrait et du fluage.

Les tableaux 5.5 à 5.8 présentent les déformations maximales moyennes des fibres du béton non confiné, du béton confiné et d'acier d'armatures, et ce pour les deux sites.

Tableau 5.5 Déformations maximales moyennes des fibres du béton non confiné pour les variantes de ponts de l'Est - (m/m)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,0	M7,0	Historique	M6,0	M7,0
P1	0,000347	0,000419	0,000467	0,000333	0,000404	0,000441
P2-0	0,000356	0,000424	<u>0,000495</u>	0,000342	0,000408	<u>0,000466</u>
P2-100	0,000372	0,000452	0,000483	0,000354	0,000435	0,000449

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.6 Déformations maximales moyennes des fibres du béton non confiné pour les variantes de ponts de l'Ouest - (m/m)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,5	M7,5	Historique	M6,5	M7,5
P1	0,000412	0,000571	0,000729	0,000400	0,000534	0,000695
P2-0	0,000419	0,000595	<u>0,000796</u>	0,000392	0,000566	0,000713
P2-100	0,000427	0,000648	0,000783	0,000408	0,000607	<u>0,000716</u>

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.7 Déformations maximales moyennes des fibres du béton confiné pour les variantes de ponts de l'Est - (m/m)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,0	M7,0	Historique	M6,0	M7,0
P1	0,000305	0,000368	0,000406	0,000293	0,000356	0,000385
P2-0	0,000311	0,000375	<u>0,000430</u>	0,000299	0,000361	<u>0,000408</u>
P2-100	0,000324	0,000399	0,000417	0,000309	0,000384	0,000390

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.8 Déformations maximales moyennes des fibres du béton confiné
pour les variantes de ponts de l'Ouest - (m/m)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,5	M7,5	Historique	M6,5	M7,5
P1	0,000358	0,000488	0,000590	0,000348	0,000456	0,000575
P2-0	0,000364	0,000515	<u>0,000656</u>	0,000341	0,000487	<u>0,000596</u>
P2-100	0,000369	0,000548	0,000621	0,000354	0,000518	0,000586

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.9 Déformations maximales moyennes des fibres d'armatures
pour les variantes de ponts de l'Est - (m/m)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,0	M7,0	Historique	M6,0	M7,0
P1	0,000333	0,000401	0,000468	0,000319	0,000388	0,000426
P2-0	0,000340	0,000407	<u>0,000493</u>	0,000327	0,000391	<u>0,000447</u>
P2-100	0,000355	0,000435	0,000485	0,000338	0,000417	0,000438

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.10 Déformations maximales moyennes des fibres d'armatures
pour les variantes de ponts de l'Ouest - (m/m)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,5	M7,5	Historique	M6,5	M7,5
P1	0,000393	0,000563	0,001102	0,000382	0,000510	0,000834
P2-0	0,000400	0,000588	0,001130	0,000374	0,000541	0,000855
P2-100	0,000407	0,000735	<u>0,001234</u>	0,000389	0,000642	<u>0,000938</u>

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Les résultats présentés dans les tableaux ci-dessus montrent que lors de la considération du retrait et du fluage, les déformations maximales moyennes dans les fibres des matériaux augmentent. Ces tableaux indiquent aussi que le scénario de la construction séquentielle pour lequel la valeur de la déformation maximale est obtenue varie d'un groupe d'enregistrement sismique à un autre.

Nous constatons que l'augmentation des déformations observées au sein des matériaux possède des variations entre les scénarios de construction avec et sans la considération du comportement temporel du béton de l'ordre de : 3 % à 9 % pour le béton non confiné, 6 % à 11 % pour le béton confiné et 5 % à 12 % pour l'acier d'armature. Ces augmentations varient essentiellement en fonction du taux de renforcement en armatures longitudinales et de la région sismique.

En termes de réduction du pourcentage d'armatures longitudinales, il est clair que les déformations maximales des fibres de matériaux pour les variantes des ponts avec un taux de renforcement de 0,5 % sont supérieures à celles des variantes avec un taux de 0,8 % d'acier. Généralement, les séismes synthétiques des scénarios M7-E et M7-O causent les déformations maximales les plus défavorables dans les fibres des matériaux pour tous les ponts étudiés. Concernant la variation de la sismicité entre les deux régions de l'Est et de l'Ouest du Canada, on constate que pour les trois catégories de matériaux, les ponts situés à l'Ouest du Canada (Vancouver) subissent des déformations maximales plus élevées à la base des piles que ceux à l'Est (Montréal), de l'ordre 50 % à 60 % plus élevées pour les fibres de béton et 2 à 3 fois plus élevées pour les fibres d'armatures. Ces résultats étaient prévisibles sachant que la demande sismique en termes de forces pour un pont situé à Vancouver (région de l'Ouest) est plus élevée que pour un pont situé à Montréal (région de l'Est).

En comparant les résultats pour les trois catégories de matériaux, on constate que les déformations maximales moyennes du béton confiné sont légèrement inférieures à celles du béton non confiné. Ceci est attribué au fait que le béton confiné composant le noyau des colonnes est plus proche de l'axe neutre de la flexion ce qui entraîne des déformations moins importantes que dans le béton de l'enrobage.

Finalement, nous concluons que les déformations maximales moyennes maximums (en gras et soulignés) dans les fibres des matériaux demeurent largement inférieures aux limites des dommages minimaux prescrites dans le code CSA-S6-14, à savoir 0,004 m/m pour les fibres de béton et la limite élastique $\epsilon_y = 0,002$ m/m pour l'acier d'armatures.

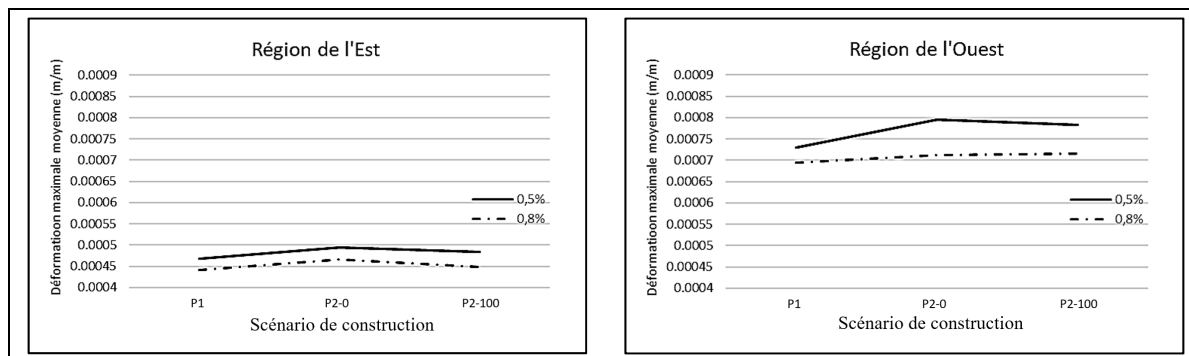


Figure 5.18 Déformations maximales moyennes maximums des fibres du béton non confiné

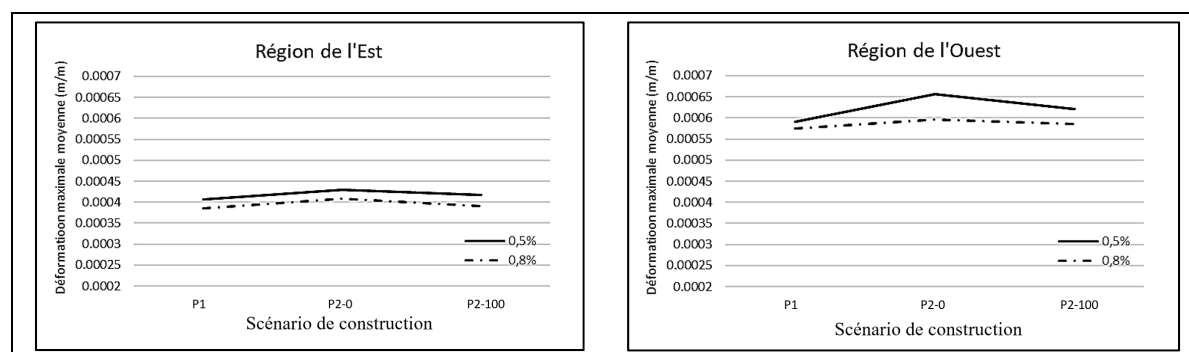


Figure 5.19 Déformations maximales moyennes maximums des fibres du béton confiné

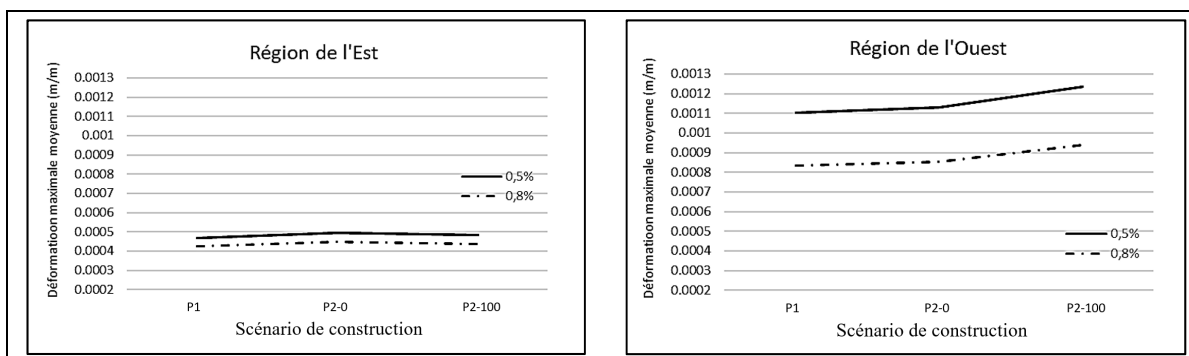


Figure 5.20 Déformations maximales moyennes maximums des fibres d'armature

Les figures 5.18 à 5.20 présentent les déformations maximales moyennes des fibres des matériaux parmi les trois groupes de séismes pour les deux régions du Canada considérés dans cette étude, et ce pour les trois scénarios de construction de ponts, P1, P2-0 et P2-100 définis précédemment. Ces figures mettent en évidence plusieurs constatations précédemment

mentionnées, notamment l'effet du comportement temporel du béton, la différence entre les sites de l'Est et de l'Ouest et l'effet de la diminution du taux de renforcement d'armatures longitudinales sur les déformations maximales des fibres. Les pentes des droites présentent l'évolution des déformations maximales moyennes maximums au sein des fibres des matériaux sous l'effet du retrait et du fluage. Ces pentes de droites indiquent que la diminution du taux de renforcement en armatures longitudinales de 0,8 % à 0,5 % occasionne l'augmentation de l'influence du comportement temporel du béton sur les déformations des fibres, notamment pour les fibres du béton dans la région de l'Ouest.

Déformations maximales des fibres

Durant les mouvements sismiques bidirectionnels, les quatre coins de la section de la colonne représentent les zones les plus sollicitées. À cet effet, une attention particulière est attribuée à l'étude des fibres se trouvant dans les coins pour chaque scénario de construction. La figure 5.21 montre à titre d'exemple les fibres les plus sollicitées dans la zone de la rotule plastique pour la colonne d'extrémité N°3 avant et après la considération du retrait et du fluage du béton.

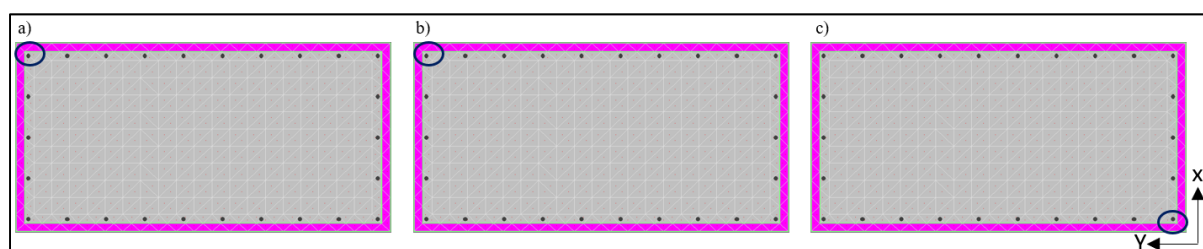


Figure 5.21 Les fibres les plus sollicitées pour la colonne d'extrémité N°3 (a) Construction en une seule étape-P1; (b) Construction séquentielle avec un séisme à la fin de la construction-P2-0; (c) Construction séquentielle avec un séisme à la fin de la vie de l'ouvrage-P2-100

D'après cette figure nous constatons que la localisation des fibres les plus sollicitées varie en fonction de l'âge du pont lors du séisme. Ces résultats sont attribuables à la redistribution interne des contraintes causées par le retrait et le fluage du béton comme discuté dans le chapitre 4.

Comme mentionné précédemment, les déformations maximales dans les fibres d'armatures ne sont pas très représentatives dans la présente recherche vu qu'elles sont fortement liées avec la longueur de la rotule plastique (L_p). À titre d'exemple la figure 5.3 pour la variante PE2-100-R (pont de l'Est avec un taux de renforcement de 0,5 % et un séisme se produisant à la fin de la vie de l'ouvrage) montre qu'une légère plastification est attendue sous le séisme synthétique E7-C, toutefois la déformation maximale dans les fibres d'armatures sous l'effet de cet enregistrement sismique est égale à 0,000766 m/m. Cette valeur est largement inférieure à la limite d'élasticité (0,002 m/m). Sur cette base, une vérification de l'effet de L_p sur la déformation maximale des fibres est effectuée.

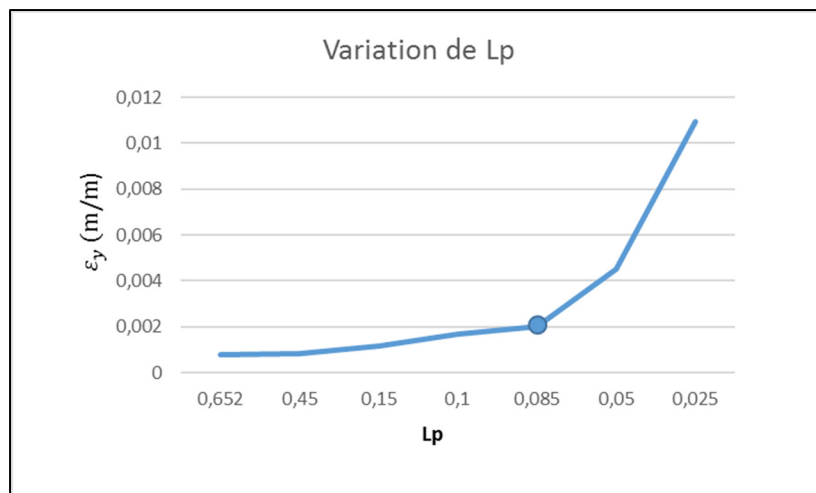


Figure 5.22 Effet de la variation de la longueur de L_p sur la déformation maximale dans les fibres d'armatures
Variante PE2-100-R, Accélérogramme E7-C

La figure 5.22 montre l'effet de la réduction de la longueur de la rotule plastique L_p sur l'accroissement de la déformation maximale des fibres d'armatures. À partir de cette courbe, on remarque que la déformation maximale augmente graduellement sous l'effet de la diminution de L_p jusqu'à celle atteinte la limite d'élasticité, ensuite une augmentation brusque de la déformation maximale est observée. Ceci veut dire que les résultats obtenus sont dépendants de l'hypothèse sur la longueur de la rotule plastique. Il est donc important de bien estimer la longueur de rotule plastique pour de futures recherches et d'évaluer comment cette longueur est affectée par le niveau de ductilité /incursion des déformations inélastiques.

Malheureusement, ce point est hors de la portée de la présente recherche. De plus, nous constatons que la marge de résistance en flexion des colonnes dans la direction transversale est trop élevée de sorte que même si les déformations sont affectées par le fluage et le retrait, la performance sismique, au bout du compte, ne l'est pas. Ce point devra également être considéré attentivement lors de futures recherches.

5.3.2.3 Déplacement des isolateurs

Dans le but de déterminer la performance sismique des ponts sous étude, le comportement des unités d'isolation sous l'effet des mouvements sismiques bidirectionnels est également étudié. Les déplacements maximums moyens des dix-huit isolateurs sismiques (six isolateurs à la pile centrale et douze isolateurs sur les culées) dans les deux directions principales du pont sont examinés. Ceci est pour les deux zones sismiques de l'Est et de l'Ouest du Canada avant et après la considération du comportement temporel du béton. Les résultats obtenus sont présentés dans les tableaux 5.11 à 5.14.

Tableau 5.11 Déplacements maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Est – Direction longitudinale - (mm)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,0	M7,0	Historique	M6,0	M7,0
P1	60	54	69	60	54	69
P2-0	59	54	69	59	54	69
P2-100	61	57	<u>71</u>	61	57	<u>71</u>

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.12 Déplacements maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Est – Direction transversale - (mm)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,0	M7,0	Historique	M6,0	M7,0
P1	47	50	62	47	50	62
P2-0	47	50	62	47	50	61
P2-100	49	51	<u>63</u>	49	51	<u>62</u>

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.13 Déplacements maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Ouest– Direction longitudinale - (mm)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,5	M7,5	Historique	M6,5	M7,5
P1	430	161	386	431	161	394
P2-0	<u>431</u>	161	393	430	161	394
P2-100	430	161	392	<u>431</u>	161	392

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.14 Déplacements maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Ouest – Direction transversale - (mm)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,5	M7,5	Historique	M6,5	M7,5
P1	423	158	381	423	159	381
P2-0	423	159	380	423	159	380
P2-100	<u>425</u>	159	382	<u>425</u>	161	383

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Les résultats présentés dans les tableaux 5.11 à 5.14 montrent que les isolateurs sismiques subissent quasiment les mêmes déplacements maximums moyens dans les deux directions horizontales, et ce pour les différentes variantes de ponts de chaque groupe d'enregistrements sismiques. Ce qui nous mène à conclure qu'il ne semble pas y avoir une tendance claire concernant les effets des propriétés dépendantes du temps du béton et de l'abaissement du taux de renforcement en armatures sur la déformation au sein des isolateurs sismiques. Par ailleurs, le déplacement maximal moyen enregistré à l'Est ne dépasse pas les 71 mm alors que le plus bas déplacement à l'Ouest est de l'ordre de 158 mm. De ce fait, nous pouvons constater clairement que les déplacements maximums moyens sont beaucoup plus élevés à l'Ouest qu'à l'Est. Ce résultat est sans doute attribuable au contenu fréquentiel des séismes de l'ouest (Nguyen & Guizani, 2020). Néanmoins, selon les critères de performance sismique du code CSA-S6-14, tous les ponts étudiés demeurent dans le domaine élastique.

Le déplacement résiduel indique la capacité d'une structure à reprendre sa position initiale à la fin de l'excitation sismique. En outre, si le déplacement résiduel est excessif, une intervention de recentrage du pont devient nécessaire afin de le maintenir en fonction. De plus, des effets non souhaités de second ordre peuvent apparaître et entraîner le déséquilibre de la structure. Par conséquent, afin d'éviter le risque de l'écartement du pont par rapport à sa position d'équilibre initial, les déplacements résiduels doivent être limités à des niveaux jugés acceptables. En absence de directives explicites du code, nous adoptons 6 mm à l'Est et 40 mm à l'Ouest (1/10 du déplacement maximal). Les tableaux 5.15 à 5.18 présentent les valeurs des déplacements résiduels maximums moyens calculés à partir des historiques de déformations pour chaque événement sismique et chaque variante de pont.

Tableau 5.15 Déplacements résiduels maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Est – Direction longitudinale - (mm)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,0	M7,0	Historique	M6,0	M7,0
P1	3,5	3,7	3,8	3,5	3,6	3,6
P2-0	3,6	3,6	3,5	3,5	3,5	3,5
P2-100	6,8	<u>7,5</u>	7,1	6,5	6,8	<u>6,9</u>

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.16 Déplacements résiduels maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Est – Direction transversale - (mm)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,0	M7,0	Historique	M6,0	M7,0
P1	1,8	2,6	1,3	2,3	2,4	1,3
P2-0	2,5	3,2	1,4	2,3	2,8	1,3
P2-100	<u>4,8</u>	4,7	3,8	4,6	<u>5,1</u>	3,3

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.17 Déplacements résiduels maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Ouest – Direction longitudinale - (mm)

Scénario de construction	$\rho = 0,5 \%$			$\rho = 0,8 \%$		
	Historique	M6,5	M7,5	Historique	M6,5	M7,5
P1	18,8	14,9	5,9	<u>21,2</u>	15,1	5,4
P2-0	19,3	15,7	5,7	19,1	15,2	5,5
P2-100	<u>19,4</u>	15,1	5,8	18,4	15,3	6,9

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Tableau 5.18 Déplacements résiduels maximums moyens au sein des isolateurs sismiques pour les variantes de ponts de l'Ouest – Direction transversale - (mm)

Scénario de construction	0,5 %			0,8 %		
	Historique	M6,5	M7,5	Historique	M6,5	M7,5
P1	17,9	11,2	5,4	17,8	11,8	8,4
P2-0	17,6	11,4	3,7	17,5	11,5	3,5
P2-100	<u>19,4</u>	15,1	5,9	<u>18,7</u>	13,6	7,1

* P1 : sans retrait et fluage; P2-1 : Séisme à la fin de la construction; P2-5 : Séisme à la fin de durée de vie du pont

Les résultats obtenus montrent que le retrait et le fluage du béton ont un effet notable sur les déplacements résiduels des unités d'isolation sismique, notamment dans la région de l'Est. Ces résultats sont cohérents avec les décalages prévus par les analyses statiques non linéaires au niveau des isolateurs sismiques sous l'effet du comportement temporel du béton. Pour la région de l'Est, une augmentation de l'ordre de 2 fois est généralement observée au niveau des déplacements résiduels entre les scénarios de construction P1 et P2-100, et ce pour les trois groupes d'enregistrements sismiques et dans les deux directions longitudinale et transversale. À cet effet, des travaux de recentrage des ponts après le séisme apparaissent nécessaires pour le scénario de construction P2-100 vu que les déplacements résiduels maximums moyens sont presque égaux à 1/10 des déplacements sismiques maximums moyens pour ce scénario de construction. En revanche, malgré que les déplacements résiduels moyens pour les variantes de ponts de l'Ouest sont nettement supérieurs à ceux de l'Est, aucun effet significatif des

propriétés dépendantes du temps du béton sur les déplacements résiduels n'est observé dans cette zone sismique, et ce pour les deux directions longitudinale et transversale.

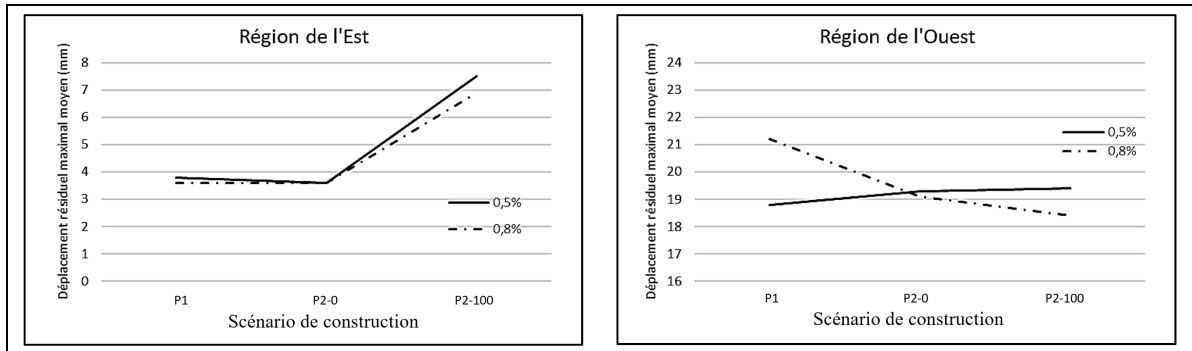


Figure 5.23 Déplacements résiduels maximums moyens maximums au sein des isolateurs sismiques – Direction longitudinale

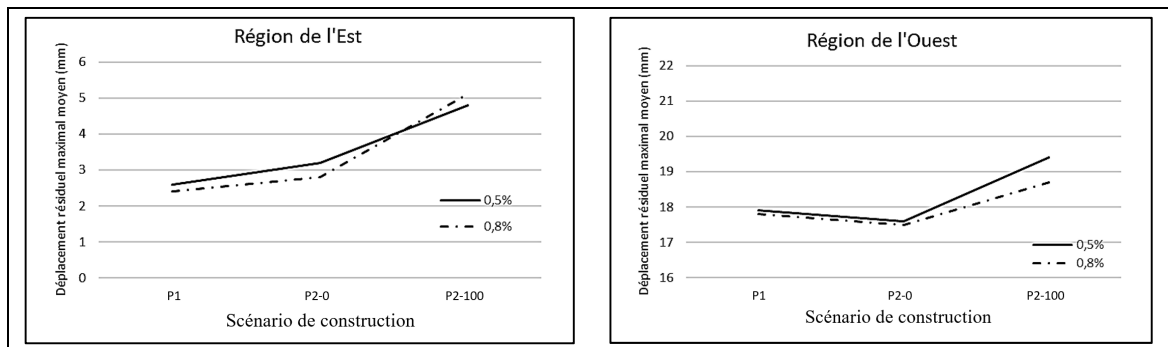


Figure 5.24 Déplacements résiduels maximums moyens maximums au sein des isolateurs sismiques – Direction transversale

Les figures 5.23 et 5.24 permettent d'évaluer la variation des déplacements résiduels maximums moyens maximums au sein des isolateurs sismiques en fonction du taux de renforcement en armatures longitudinales pour les deux régions de l'Est et de l'Ouest. Ces figures montrent que de la réduction du pourcentage d'armatures longitudinales n'a pas un effet significatif sur les déplacements résiduels des isolateurs. Finalement, nous pouvons conclure que la performance sismique des ponts étudiés répond aux exigences du Code CSA-S6-14 pour la catégorie de performance sismique de dommage minimal.

5.4 Synthèse

En résumé, les résultats des analyses temporelles non linéaires des différentes variantes de ponts soumises à des accélérogrammes bidirectionnels historiques et artificiels calibrés sur les spectres du CSA-S6-14, ont mis le point sur plusieurs constatations notamment au niveau de la courbe des moments bi-axiaux (M_x , M_y), le déplacement des isolateurs ainsi que la déformation des fibres pour les trois catégories de matériaux à savoir le béton non confiné, le béton confiné et l'acier d'armatures.

Dans un premier temps, on constate que la demande sismique en termes des moments de flexion bidirectionnels, suite à l'effet du retrait et du fluage du béton, est augmentée pour s'approcher de la capacité de la colonne notamment dans la direction transversale, en raison principalement de l'effet portique dans cette direction. D'autre part, bien que la réduction du taux de renforcement en armatures longitudinales de 0,8 % à 0,5 % amène une diminution dans la capacité de la colonne en flexion dans les deux directions, il n'affecte pas de façon significative le comportement sismique de la pile qui demeure essentiellement élastique.

Pour les déformations des fibres, on observe une légère augmentation qui est due à l'effet des propriétés dépendantes du temps du béton. Toutefois, les déformations moyennes maximales parmi les trois groupes de séismes et pour les trois scénarios de construction considérés sont largement inférieures à la limite de dommage minimal selon les critères de performance sismique et de dommage du code CSA-S6-14.

Finalement, le comportement temporel du béton ainsi que la réduction du pourcentage d'armatures n'ont aucun effet significatif sur les déplacements maximums des unités d'isolation sismique. En revanche, les déplacements résiduels, notamment pour la région de l'Est du Canada, sont nettement supérieurs lors de la considération du retrait et du fluage du béton.

En conclusion, les différentes variantes du pont étudiées ne subissent aucun dommage. À cet effet, la performance sismique de tous les ponts étudiés répond aux exigences du code CSA-S6-14, pour un pont essentiel. Par conséquent, l'exigence relative à la limite inférieure du pourcentage d'armatures longitudinales prescrite par le CSA-S6-14 pourrait être assouplie. Cependant, dans le cas étudié, la marge de résistance existante au niveau des colonnes pour la direction sensible au retrait et au fluage, à savoir la direction transversale, est élevée. Ceci a pour effet d'éviter des incursions plastiques dans cette direction, malgré l'accroissement des déformations causé par le fluage et le retrait. Cet accroissement est aussi tempéré par l'usage de longueur de rotule plastique mal adaptée. Ainsi, une conception plus serrée combinée à une longueur de rotule plastique plus exacte peut déboucher sur un changement de la performance sismique causé par la prise en compte du fluage et du retrait.

CONCLUSIONS

Ce projet de recherche a été mené afin d'examiner la performance sismique à court et à long terme des piles de ponts faiblement armées soumises à des excitations sismiques anticipées à l'Est et à l'Ouest Canadien. L'objectif principal du projet vise à déterminer si les exigences actuelles du code canadien sur le calcul des ponts routiers relatives au taux minimum d'armatures longitudinales dans les piles de ponts isolés à la base pouvaient être assouplies.

L'amélioration continue des connaissances sur la sismicité au cours des dernières décennies a révélé la possibilité de l'assouplissement du taux minimum d'armature longitudinale prescrit par le CSA-S6-14 pour les ponts à base fixe si un confinement adéquat est assuré (Priestley et al., 1994; Khaled, 2010; Chiomento, 2012). À cet effet, des études subséquentes ont été réalisées en 2016 par Moradiankhabiri pour les ponts isolés à la base. Les résultats de cette étude ont mis en évidence l'efficacité de la technologie de l'isolation sismique à la base sur le plan de la réduction de la demande sismique des colonnes de pont, ainsi que la possibilité de la diminution du taux de renforcement en armature à 0,5 %. Cependant, l'étude a été réalisée sans tenir compte du retrait et du fluage, bien que le taux d'armature minimal ait été spécifié, entre autres, pour se prémunir de ces effets. C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent projet de recherche.

Afin de satisfaire l'objectif cible de cette recherche, une étude préliminaire a été conduite au préalable pour estimer les déformations dues aux propriétés dépendantes du temps du béton. À cet égard, le modèle de prédiction du CEB-FIP 2010 a été utilisé. Le but principal de cette étude est de fixer les variantes d'étude. Ensuite, des analyses statiques non linéaires ont été réalisées afin d'évaluer l'effet structural de la construction par étapes ainsi que des phénomènes de retrait et de fluage avant de procéder aux analyses sismiques. Le modèle de pont choisi a été dimensionné selon les exigences du code CSA-S6-14. Il s'agit d'un pont typique à deux travées continues, isolé à la base et soutenu par un système de pile à trois colonnes formant un cadre rigide dans sa direction transversale. Les résultats obtenus ont montré qu'une analyse de construction séquentielle statique non linéaire peut donner des résultats plus réalistes et

significativement différents par rapport aux analyses traditionnelles qui ignorent ce phénomène. Ces analyses ont également prouvé que l'humidité relative de la région affecte considérablement l'évaluation des structures pour les effets de fluage et de retrait, et que la déformation totale sous l'effet du comportement temporel du béton est généralement gouvernée par le retrait.

Finalement, des analyses temporelles non linéaires ont été effectuées dans le but de déterminer l'effet du comportement sous déformations (retrait et fluage) du béton sur la performance sismique des piles de ponts faiblement armées ainsi que de classer la catégorie de performance sismique et de dommage des différentes variantes de ponts étudiées. Afin de vérifier la possibilité de la réduction du taux minimal d'armatures longitudinales, deux pourcentages de renforcement ont été utilisés durant les analyses, soit : (a) 0,8 %, correspondant aux taux minimums prescrit par le code des ponts routiers canadiens, le CSA-S6-14 et (b) 0,5 % correspondant aux taux requis par la demande sismique. Les principales conclusions tirées des résultats obtenus sont résumées comme suit:

- La demande sismique de toutes les variantes étudiées ne dépasse pas la capacité de la colonne. De ce fait, le comportement sismique des colonnes reste essentiellement élastique durant les excitations sismiques. Cependant, sous l'effet du retrait et du fluage du béton, une augmentation du moment de flexion dans la direction transversale du pont suite à l'effet du portique dans cette direction a été observée;
- Les déformations maximales moyennes des fibres en considérant l'ensemble des signaux sismiques de tous les groupes de séismes, pour les trois catégories de matériaux utilisées à savoir, le béton non confiné, le béton confiné et l'acier d'armature, sont inférieures à la limite de dommage minimal selon les critères de performance sismique du code CSA-S6-14;

- Le déplacement résiduel au sein des unités d'isolation ne dépasse pas les six (06) millimètres ce qui ne nécessite généralement pas une intervention de recentrage post-sismique. En revanche, le comportement temporel du béton a un effet marqué sur ce paramètre, notamment pour la région à faible pourcentage d'humidité relative (la région de l'Est);
- Il est à noter que les déformations des fibres et les déplacements des isolateurs obtenus pour les variantes du pont de l'Ouest sont plus importants que ceux obtenus pour les variantes du pont de l'Est. Ceci est dû à la demande sismique plus élevée pour la région de l'Ouest. Cependant, l'effet du retrait et du fluage du béton est d'importance plus accentuée à l'Est qu'à l'Ouest. Ceci est attribuable, principalement, aux conditions climatiques qui sont plus sévères pour la région de l'Est;
- Selon les critères de classification de performance sismique du code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6-14, toutes les variantes de ponts étudiées se comportent dans les limites du niveau de dommage minimal. À cet effet, pour le cas des ponts isolés à la base, le taux minimal de renforcement en armatures longitudinales pourrait être réduit à une valeur de 0,5 %. Néanmoins, des études additionnelles sont requises car des limitations ont été identifiées en lien avec les résultats de ce projet, à savoir :
 - La longueur de rotule plastique semble surestimée; cela a pour effet d'atténuer les changements au niveau des déformations, causés par le fluage et le retrait;
 - La capacité en flexion des colonnes des piles, dans la direction sensible au fluage et au retrait, la direction transversale, est trop élevée. Ceci évite un changement de la performance sismique;
- Sur la base de ce qui précède, un abaissement de la limite inférieure du taux d'armature devrait être accompagné par l'exigence de prendre en compte les effets de fluage et de retrait.

RECOMMANDATIONS

Dans l'intention de généraliser les constatations précitées, nous recommandons de valider les résultats de la présente recherche pour les considérations suivantes :

- Examiner d'autres types de ponts tels que les ponts irréguliers, les ponts à plusieurs piles et les ponts avec d'autres types de piles à savoir : pile à colonne unique et pile à colonnes multiples avec variation de la rigidité du chevet. Lors de la variation des types de ponts, une attention particulière devra être apportée au choix de l'échéancier convenable pour les travaux de construction de chaque type de pont;
- Refaire les calculs en considérant les paramètres d'entrées pour la prédiction du retrait et du fluage selon les exigences de la nouvelle version du code, le CSA-S6:19;
- Évaluer l'influence de la variation des paramètres affectant le retrait et le fluage du béton, tel que les conditions climatiques et la composition du béton, sur l'évolution des effets due à ces deux phénomènes;
- Examiner d'autres types d'isolateurs sismiques avec des caractéristiques hystérétiques différentes et considérer différents cas de répartitions du système d'isolation;
- Déterminer la longueur exacte de la zone de formation de la rotule plastique pour les piles de ponts isolés à la base par des essais expérimentaux, et développer une méthode de calcul de cette longueur;
- Réaliser des analyses temporelles non linéaires pour des périodes intermédiaires entre la fin de la construction et la fin de la vie de l'ouvrage.

ANNEXE I

ACCÉLÉROGRAMMES

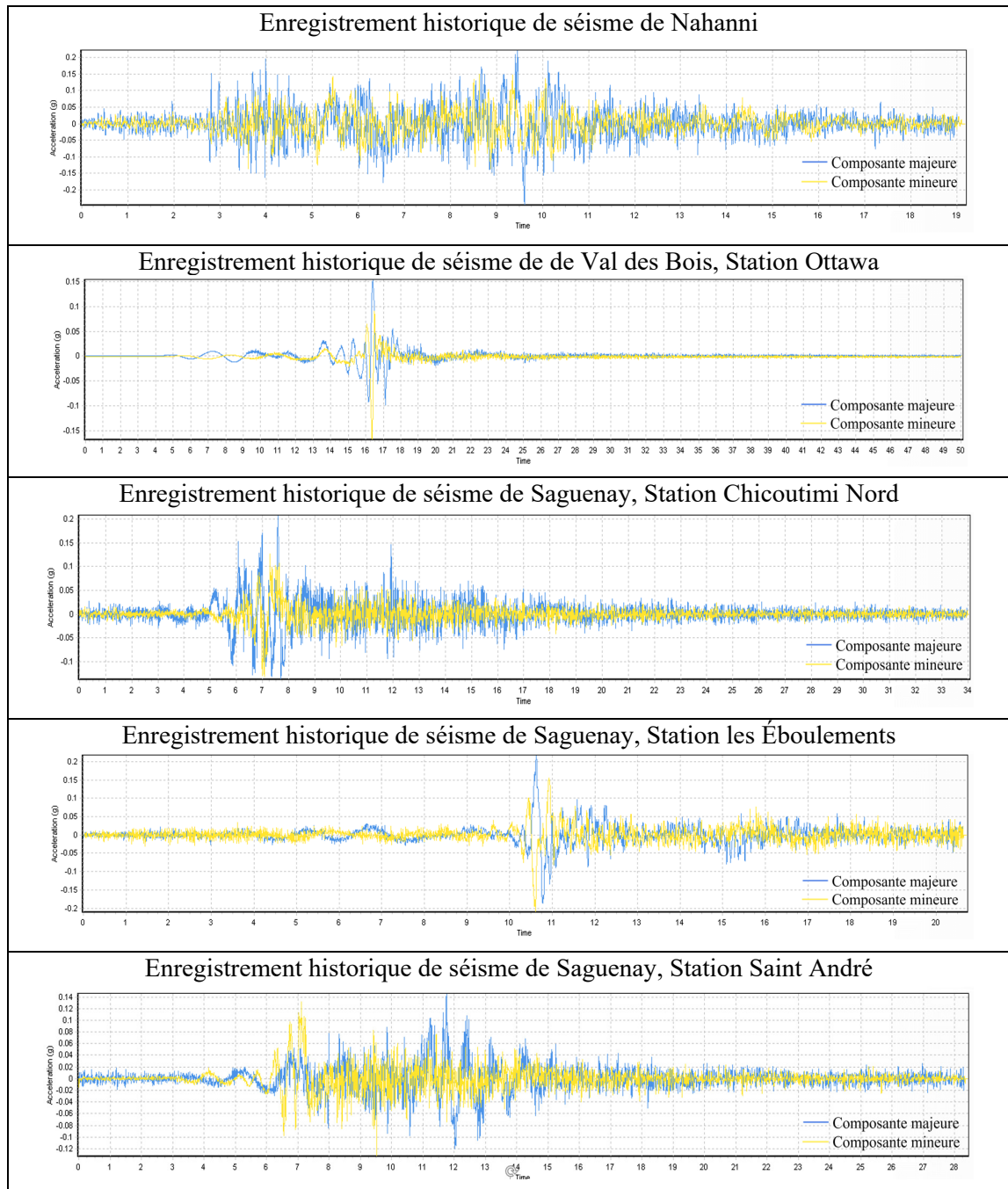


Figure-A I-1 Enregistrements historiques pour la région de l'Est calibré et séparé,
Montréal, Type du sol C

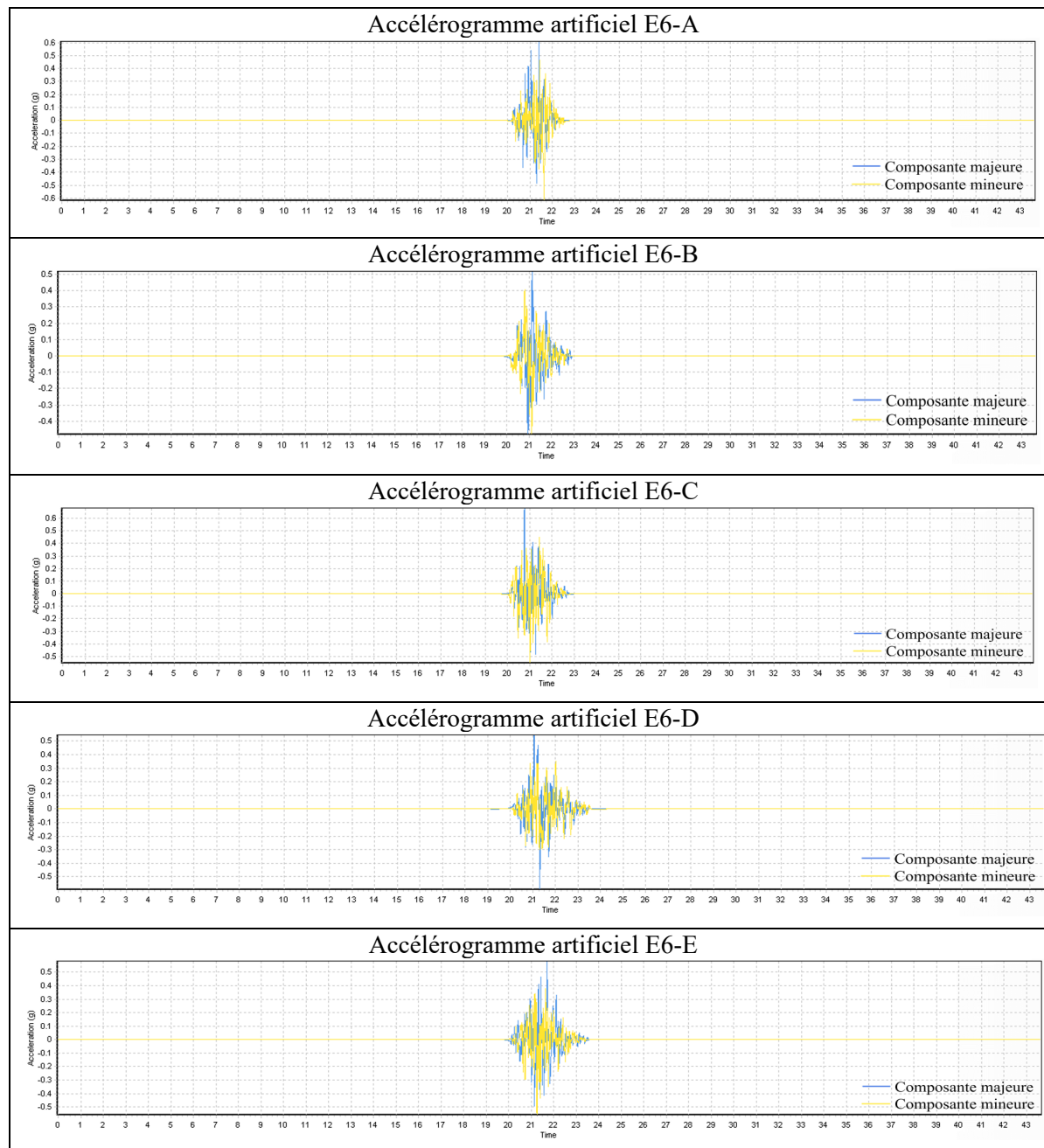


Figure-A I-2 Accélérogrammes synthétiques de scénario M6-E
après étalonnage, Montréal, Type du sol C

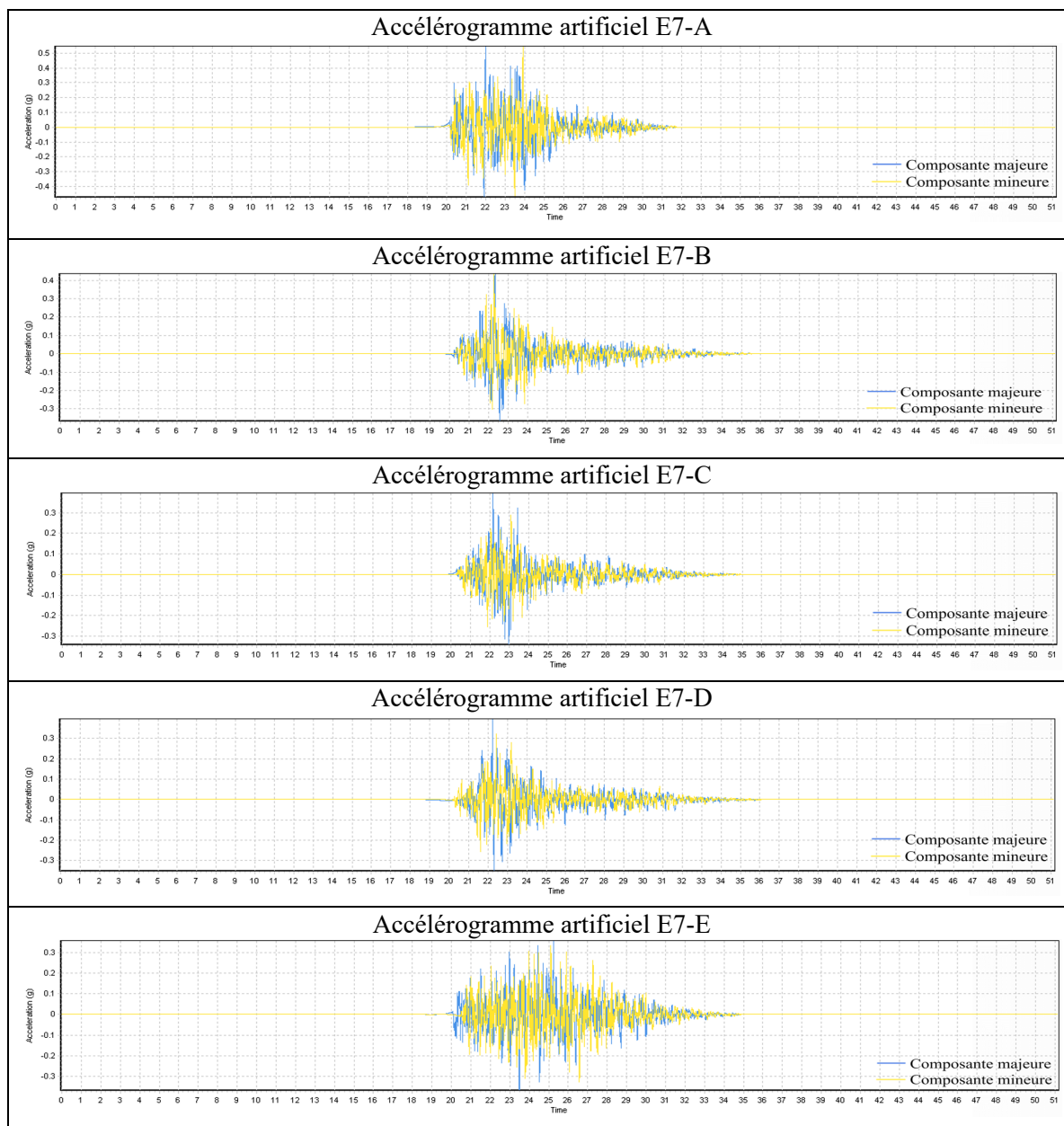


Figure-A I-3 Accélérogrammes synthétiques de scénario M7-E
après étalonnage, Montréal, Type du sol C

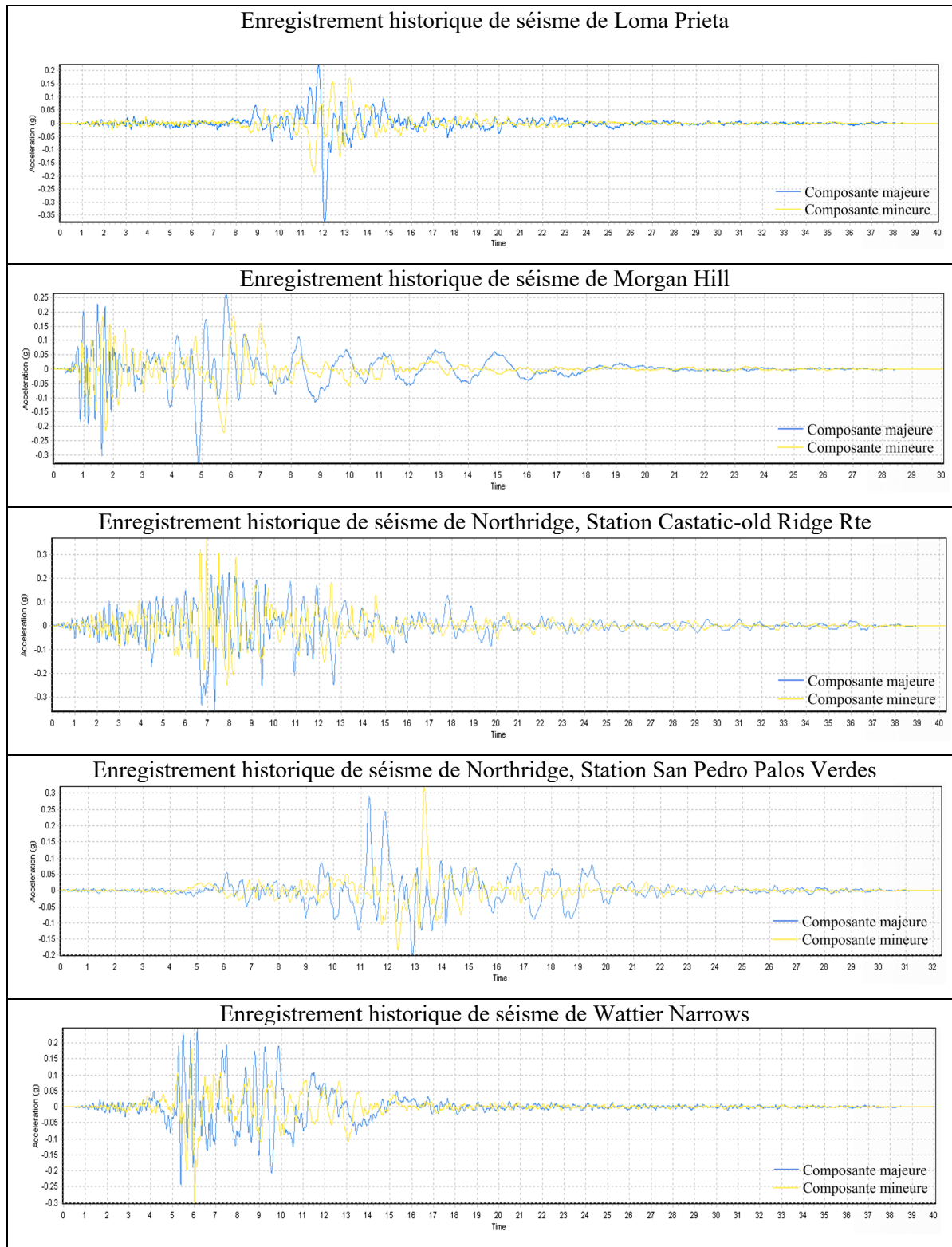


Figure-A I.4 Enregistrements historiques pour la région de l'Ouest calibré et séparé, Vancouver, Type du sol C

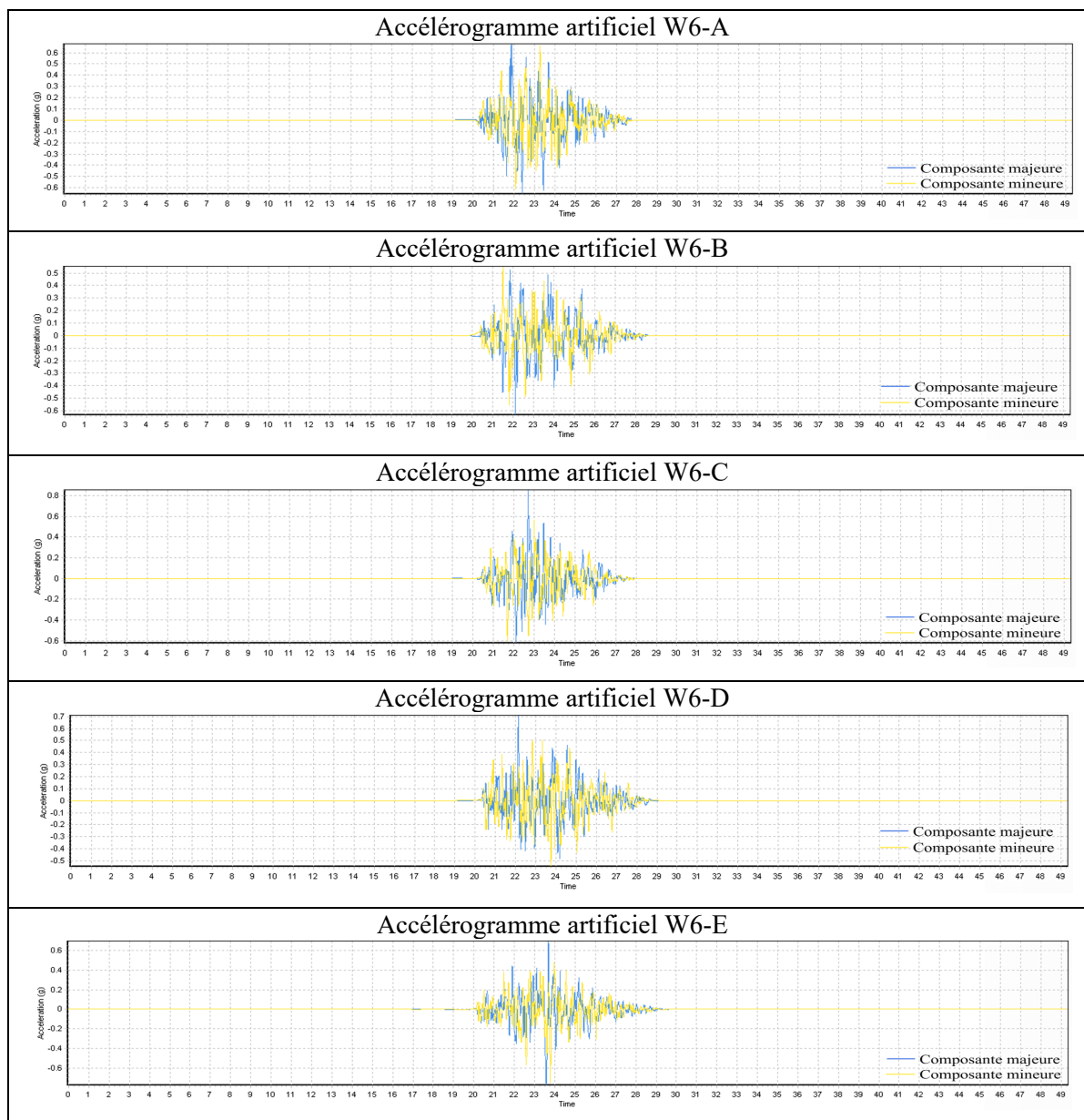


Figure-A I-5 Accélérogrammes synthétiques de de scénario M6-O
après étalonnage, Vancouver, Type du sol C

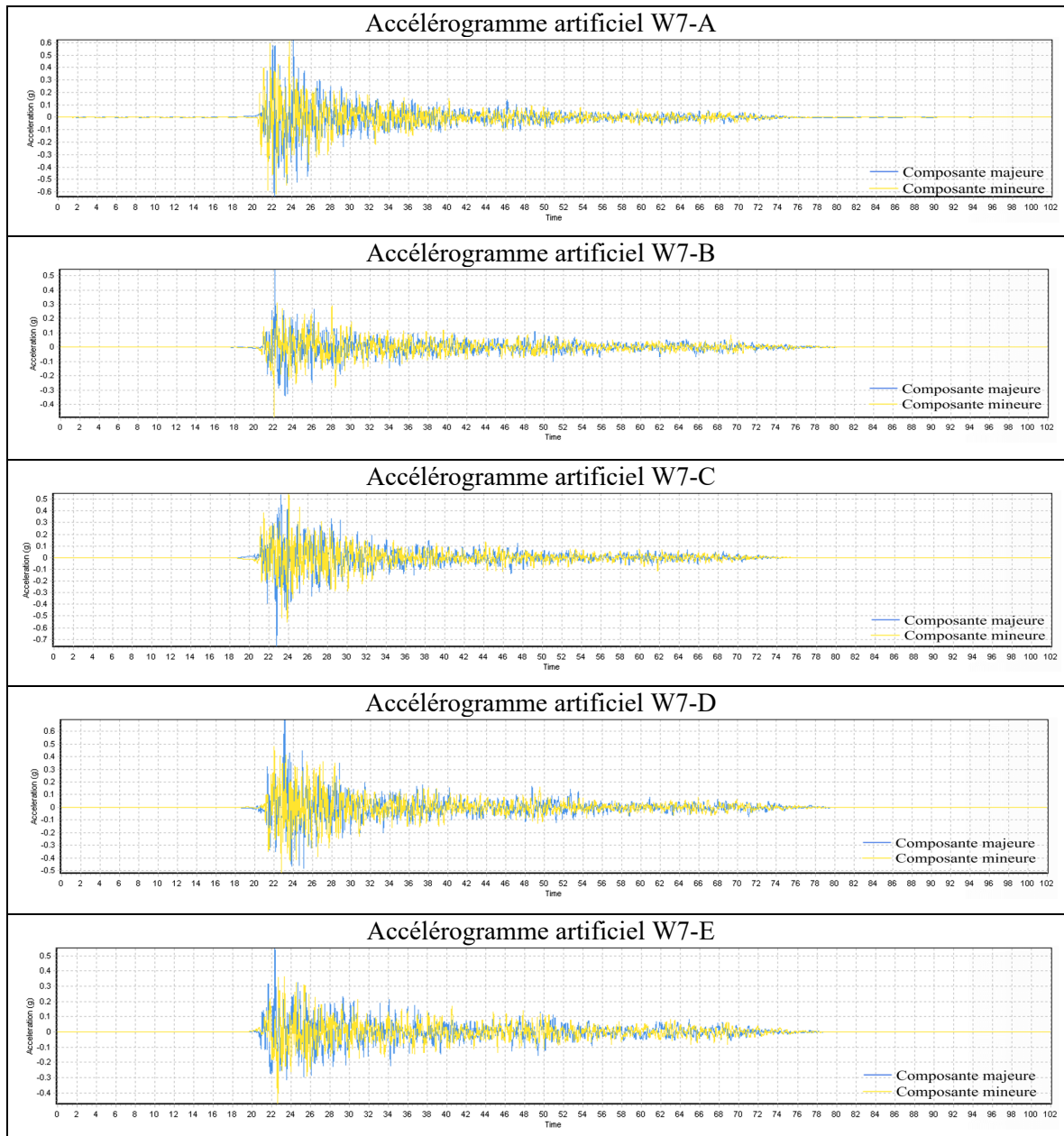


Figure-A I-6 Accélérogrammes synthétiques de scénario M7-O
après étalonnage, Vancouver, Type du sol C

BIBLIOGRAPHIE

- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 1st Edition*. Norme AASTHO. Washington D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2014). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 1st Edition*. Norme AASTHO. Washington D.C: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Concrete Institute. (1997). *Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures*. ACI 209R-92. United States of America: American Concrete Institute.
- American Concrete Institute. (2008). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI 318. United States of America: American Concrete Institute.
- Acker, P., & Ulm, F. J. (2001). *Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements*. Nuclear Engineering and Design, 203(2-3), 143-158.
- Acker, P. (2003). *Sur les origines du retrait et du fluage du béton*. Revue française de génie civil, 7(6), 761-776.
- Aitcin, P. C., Neville, A., & Acker, P. (1998). *Les différents types de retrait du béton*. Bulletin-Laboratoires des ponts et chaussées, 41-52.
- Al-Manaseer, A., & Lam, J. P. (2005). *Statistical evaluation of shrinkage and creep models*. ACI Materials Journal, 102(3), 170.
- Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008). *Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Bae, S., & Bayrak, O. (2008). *Plastic hinge length of reinforced concrete columns*. ACI Structural Journal, 105(3), 290.
- Bastien Masse, M. (2010). *Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Bažant, Z. P. (1972). *Thermodynamics of hindered adsorption and its implications for hardened cement paste and concrete*. Cement and Concrete Research, 2(1), 1-16.

- Bazant, Z. P. (1975). *Theory of creep and shrinkage in concrete structures: A precis of recent developments*. Mechanics today, 2, 1-93.
- Bazant, Z. P., & Panula, L. (1978). *Practical prediction of time-dependent deformations of concrete*. Matériaux et Construction, 11(5), 317-328.
- Bazant, Z. P., & Chern, J. C. (1987). *Stress-induced thermal and shrinkage strains in concrete*. Journal of engineering mechanics, 113(10), 1493-1511.
- Bazant, Z. P. (1988). *Material Models for Structural Creep Analysis*. Dans *Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete* (pp. 99-177).
- Bazant, Z. P., & Baweja, S. (1995). *Justification and refinements of model B3 for concrete creep and shrinkage 1. statistics and sensitivity*. Materials and structures, 28(7), 415-430.
- Bazant, Z. P., & Baweja, S. (1995). *Justification and refinements of model B3 for concrete creep and shrinkage 2. Updating and theoretical basis*. Materials and Structures, 28(8), 488.
- Bazant, Z. P., Hauggaard, A. B., Baweja, S., & Ulm, F. J. (1997). *Microprestress-solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects*. Journal of Engineering Mechanics, 123(11), 1188-1194.
- Bazant, Z. P., & Baweja, S. (2001). *Creep and Shrinkage Prediction Model for Analysis and Design of Concrete Structures: Model B3*.
- Bazant, Z. P. (2001). *Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future*. Nuclear Engineering and Design, 203(1), 27-38.
- Brooks, J. J., & Neville, A. M. (1977). *A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression*. Magazine of Concrete research, 29(100), 131-141.
- Buckle, I. G., Constantinou, M. C., Diceli, M., & Ghasemi, H. (2006). *Seismic isolation of highway bridges* (No. MCEER-06-SP07).
- Canadian Standards Association. (2006). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 10^e éd*. Norme CSA-S6-06-06. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation.
- Canadian Standards Association. (2014). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers, 11^e éd*. Norme CSA-S6-06-14. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation.

- Canadian Standards Association. (2014). *Concrete materials and methods of concrete construction/Test methods and standard practices for concrete*. Norme A23.1-14. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation.
- Canadian Standards Association. (2019). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, 12^e éd. Norme CSA-S6-06-19. Association canadienne de normalisation et Conseil canadien des normes. Mississauga, Ont. : Association canadienne de normalisation.
- Carvalho Jr, E. (2012). *Détermination de la longueur de la rotule plastique dans des poteaux confinés avec des PRFC*. (Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Québec).
- Chiomento, A. (2012). *Vulnérabilité sismique des piles de ponts rectangulaires sous-armées dans l'est canadien*. (Mémoire de maîtrise, École De Technologie Supérieure, Montréal, QC).
- Chopra, A. K. (2012). *Dynamics of structures* (pp. 174-196). Upper Saddle River, NJ: Pearson Education.
- Comite Euro-International du Béton. (1990). *CEB-FIP Model Code 1990*. CEB-FIP 90. London: Comite Euro-International du Béton.
- CSI. 2018. *SAP 2000: Integrated software for structural analysis and design*, version 21. Logiciel. Computerc and Structures, Berkeley, California.
- CSI Analysis Reference Manual. (2018). *Technical Note: Material Time-Dependent Properties*. SAP 2000 version 21. United States of America: CSI Analysis Reference Manual.
- Daviau-Desnoyers, D. (2015). *Caractérisation et modélisation de l'évolution de la fissuration des bétons renforcés de fibres sous charge soutenue*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Davis, R. E., & Davis, H. E. (1931, March). *Flow of concrete under the action of sustained loads*. In *Journal Proceedings* (Vol. 27, No. 3, pp. 837-901).
- Elkin, S. J., Nacamuli, A. M., Lehman, D. E., & Moehle, J. P. (1999). *Seismic Performance of Damaged Bridge Columns*. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Volume (1), Numéro 1, 39-50.
- Fédération internationale du béton. (2013). *Code-type models for concrete behaviour*. fib. Suisse: Fédération internationale du béton.

- Gardner, N. J., & Zhao, J. W. (1993). *Creep and Shrinkage Revisited*. ACI Structural Journal No° 90-M26, Volume (90), 236-246.
- Garneau, J. F. (2015). *Réhabilitation sismique des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Gauron, O., Saidou, A., Busson, A., & Paultre, P. (2014). *Détermination des états limites des appuis et des isolateurs de ponts dans une approche basée sur la performance sismique*. (Rapport de recherche CRGP n°2014/01). Sherbrooke : Centre de recherche en génie parasismique et en dynamique des structures.
- Ghofrane, B. (2017). *Contribution à l'étude des mécanismes liés au retrait et fluage (déformations différées) des bétons*.
- Galy, B., Khaled, A., & Nollet, M. J. (2010). *Effects of site amplification on the seismic vulnerability of typical Quebec city's bridges*.
- Guizani, L. (2003). *Sur l'isolation sismique des ponts au Canada*. In 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art.
- Guizani, L. (2007). *Isolation sismique et technologies parasismiques pour les ponts au Québec: Mise au point*. In 14e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art.
- Guizani, L., & Chaallal, O. (2011). *Mise en conformité sismique des ponts par isolation de la base—Application au pont Madrid au Québec*. Canadian Journal of Civil Engineering, 38(1), 1-10.
- Granger, L. P., & Bazant, Z. P. (1995). *Effect of composition on basic creep of concrete and cement paste*. Journal of engineering mechanics, 121(11), 1261-1270.
- Hegyi, D., & Pellegrino, S. (2015). *Viscoplastic Tearing of Polyethylene Thin Film*. Mechanics of Time-Dependent Materials, 19(2), 187-208.
- Khaled, A. (2010). *Comportement des piles de ponts sous l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC).
- Kovler, K. (1995). *Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension*. Journal of materials in civil engineering, 7(2), 96-101.
- Leite, A. C. F., Silva, F. A. N., & Oliveira, R. A. (2016). *Numerical staged-construction analysis of precast concrete bridge*. In Maintenance, Monitoring, Safety, Risk and Resilience of Bridges and Bridge Networks (pp. 269-269). CRC Press.

- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of structural engineering, 114(8), 1804-1826.
- Markovitz, H. (1977). *Boltzmann and the beginnings of linear viscoelasticity*. Transactions of the Society of Rheology, 21(3), 381-398.
- Martel, J. F., & Maltais, Y. (2015). *Utilisation d'équipements parasismiques sur les ponts conventionnels à multiples travées*. (Rapport de recherche n°Q08783A). Québec : Ministère des Transports du Québec.
- Ministère des Transports du Québec. (2017). *Manuel de construction et de réparation des structures*, édition 2017. MTQ. Québec : Ministère des Transports du Québec.
- Ministère des Transports du Québec. (2017). *Cahier des charges et devis généraux – Infrastructures routières – Construction et réparation*. CCDG. Québec : Ministère des Transports du Québec.
- Moradiankhabiri, M. (2016). *Comportement sismique des piles faiblement armées des ponts réguliers isolés à la base*. (Mémoire de maîtrise, École De Technologie Supérieure, Montréal, QC).
- Nguyen, X. D., & Guizani, L. (2020). *Optimal seismic isolation characteristics for bridges in moderate and high seismicity areas*. Canadian Journal of Civil Engineering, (ja).
- NZS 3101, 2003. *Bridge Manual, 2e éd.* New Zealand Transport Agency NZS-3101. Wellington.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons. New York, NY, USA, 769 p.
- Park, Y. J., Wen, Y. K., & Ang, A. H. S. (1986). *Random vibration of hysteretic systems under bi-directional ground motions*. Earthquake engineering & structural dynamics, 14(4), 543-557.
- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York, NY, USA, 744 p.
- Penzien, J., & Watabe, M. (1974). *Characteristics of 3-dimensional earthquake ground motions*. Earthquake engineering & structural dynamics, 3(4), 365-373.
- Pons, G., & Torrenti, J. M. (2008). *Retrait et fluage. La durabilité des bétons, Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement*. Sous la direction de Jean-Pierre OLLIVIER et Angélique VICHOT. Presses de l'ENPC.

- Priestley, M. J. N., & Park, R. (1987). *Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading*. Structural Journal, 84(1), 61-76.
- Priestley, M. N., Seible, F., Xiao, Y., & Verma, R. (1994). *Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength-part 1: Theoretical considerations and test design*. Structural Journal, 91(4), 394-405.
- Priestley, M. N., & Benzoni, G. (1996). *Seismic performance of circular columns with low longitudinal reinforcement ratios*. Structural Journal, 93(4), 474-485.
- Rhodes, J. A., & Carreira, D. J. (1982). *Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures*.
- Richart, F. E., & Staehle, G. C. (1931, March). *Second progress report on column tests at the University of Illinois*. In Journal Proceedings (Vol. 27, No. 3, pp. 761-790).
- Ruetz, W. (1968). *A hypothesis for the creep of hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage*. Proceedings of the Structure of Concrete and its Behavior under Load, 365-387.
- Saidou, A. (2012). *Étude du comportement en compression-cisaillement d'isolateurs sismiques en caoutchouc*. (Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Québec).
- Serre, K. (2015). *Analyse Comparative de Modèles de Prédiction Du Retrait Et Du Fluage D'un Béton À Hautes Performances Avec Air Entraîné*. (Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Québec).
- Slater, W. A., & Lyse, I. (1932). *Third progress report on column tests at Lehigh University*, Proc. ACI Vol. 28 (1932), p. 159, Reprint No. 18 (32-2).
- StructurePoint. 2012. *"SpColumn: Design and investigation of concrete column sections, V.4.8"*. StructurePoint productivity suite of powerful software tools for reinforced concrete analysis and design, Skokie, IL,
- Subcommittee, I. I. (1971). ACI Committee 209. In DE Branson, Chairman, "Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures," Special ACI Publication on Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, Symposium Volume.
- Sun, G., Xue, S., Qu, X., & Zhao, Y. (2019). *Experimental investigation of creep and shrinkage of reinforced concrete with influence of reinforcement ratio*. Advances in concrete construction, 7(4), 211-218.
- Teplý, B., Keršner, Z., & Novák, D. (1996). *Sensitivity study of BP-KX and B3 creep and shrinkage models*. Materials and Structures, 29(8), 500-505.

- Trejo, D., Link, T. B., & Barbosa, A. R. (2016). *Effect of Reinforcement Grade and Ratio on Seismic Performance of Reinforced Concrete Columns*. ACI structural journal, 113(5).
- Tremblay, R., Atkinson, G. M., Bouaanani, N., Daneshvar, P., Léger, P., & Koboevic, S. (2015, July). *Selection and scaling of ground motion time histories for seismic analysis using NBCC 2015*. In 11th Canadian Conference on Earthquake Engineering (11CCEE), Victoria, BC, Canada (Vol. 99060).
- Troxell, G. E., Raphael, J. M. & Davis, R. E. (1958). *Long-time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete*. ASTM Proceedings, volume 58, p. 1101–1120.
- Vafai, A., Ghabdian, M., Estekanchi, H. E., & Desai, C. S. (2009). *Calculation of Creep and Shrinkage in Tall Concrete Buildings Using Nonlinear Staged Construction Analysis*. Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), Volume (10), Numéro 4, 409-426.
- Videla, C., Carreira, D. J., & Garner, N. (2008). *Guide for modeling and calculating shrinkage and creep in hardened concrete*. ACI report, 209.
- Wittmann, F. H. (1982). *Creep and shrinkage mechanisms. Creep and shrinkage in concrete structures*, 129-161.
- Yu, Q., Bazant, Z. P., & Wendner, R. (2012). *Improved Algorithm for Efficient and Realistic Creep Analysis of Large Creep-Sensitive Concrete Structures*. ACI Structural Journal No° 109-S58, Volume (109), 665-676.
- Ziehl, P. H., Cloyd, J. E., & Kreger, M. E. (1998). *Evaluation of minimum longitudinal reinforcement requirements for reinforced concrete columns*. Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin.