



Évaluation Multiéchelle de l'État des Réseaux Vieillissants de Ponts Routiers

Thèse

Abdoul Salam Bah

Doctorat en génie civil
Philosophiæ doctor (Ph. D.)

Québec, Canada

Évaluation Multiéchelle de l'État des Réseaux Vieillissants de Ponts Routiers

Thèse

Abdoul Salam Bah

Sous la direction de :

David Conciatori, directeur de recherche
Luc Chouinard, codirecteur de recherche

Résumé

Les ouvrages vieillissent et leur état se détériore. Compte tenu de leur importance sociale et économique, ils constituent des vecteurs de transports construits dans le but d'assurer un service alliant un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. Des budgets d'investissement, le plus souvent déficitaires, sont octroyés pour la construction d'infrastructures et d'ouvrages de génie civil. La fermeture des ouvrages pour les activités d'entretien ou de réparation, même temporaire, et, dans le cas de leur démolition, perturbe fortement la mobilité des usagers, en particulier, le mouvement des marchandises, social humain au niveau des activités de service et récréative, entraînant des répercussions économiques à différentes échelles et secteurs. La gestion des ouvrages permet l'auscultation des détériorations, la surveillance, et l'évaluation régulière d'un parc d'infrastructure en vue d'assurer un meilleur service aux utilisateurs. Nous aborderons pour cela, le contexte du projet, les besoins de recherche et ses objectifs. Par la suite, nous nous intéresserons plus en détail à la méthodologie qui décrit le modèle de gestion qui sera développé dans ce travail de recherche pour évaluer et gérer le parc d'ouvrages et les résultats attendus du projet de recherche. Une revue de la littérature est abordée afin d'identifier et analyser les modèles de gestions existants dans ce domaine de gestion des infrastructures. Le rapport s'articule autour de trois grandes parties : (1) Évaluation de la condition d'état d'un pont (2) Variation temporelle de la condition d'état d'un pont (3) Gestion intégrée du réseau routier. Ce rapport conclut sur les apports de la recherche et ouvre la perspective de développement à venir. Ce qui contribuera à maintenir et à en rétablir de façon optimale l'état des ouvrages ainsi qu'à stimuler l'économie.

Mots-clés : Pont, béton, évaluation, détérioration, inspection, cote, état, gestion, réseau.

Abstract

The structures grow old, and their condition deteriorates. Given their social and economic importance, they are transporting vectors built to ensure a service combining a high level of quality, safety and reliability. Investment budgets, most often in the deficit, are allocated for infrastructure and civil engineering structures construction. The closure of structures for maintenance or repair activities, even temporarily, and, in the case of their demolition, strongly disrupts the mobility of users, in particular, the movement of goods, human social at the level of service and recreational activities, entailing economic impacts at different scales and sectors. The structure management allows the monitoring of deterioration, the surveillance and the regular assessment of an infrastructure fleet in order to ensure a better service to the users. We will cover the context of the project, the research necessities and its goals. Afterwards, we will focus in more detail on the methodology that describes the management model that will be developed in this research work to evaluate and manage the structure fleet and the expected outcomes of the research project. A literature review is performed to identify and analyse existing management models in this field of infrastructure management. The report is structured around three main parts: (1) Bridge state condition assessment (2) Temporal variation of the bridge state condition (3) Integrated Road network management. This thesis concludes on the research contributions and opens the perspective of future development. This will help to maintain and optimally restore the structures state condition and stimulate the economy.

Keywords: Bridge, concrete, assessment, deterioration, inspection, rating, state condition, management, network.

Table des matières

Résumé	ii
Abstract.....	iii
Table des matières	iv
Liste des figures.....	vi
Liste des tableaux	ix
Liste des abréviations et symboles	x
Remerciements.....	xiv
Avant-propos	xvi
Introduction	1
Contexte	1
Problème industriel	2
Situation des parcs d'infrastructures des pays en région froide.....	2
Situation aux États-Unis.....	3
Situation au Canada	4
Situation au Québec	6
Enjeux socio-économiques	9
Besoins de recherche	9
Objectifs.....	10
Organisation du document.....	11
Chapitre 1 État de l'art	12
1.1 Introduction.....	12
1.2 Systèmes de gestion des infrastructures.....	12
1.3 Limites des actuels systèmes de gestion	15
1.4 Modèles de prédiction de la détérioration.....	17
1.5 Initiation de la corrosion par les chlorures	22
1.6 Mécanisme de la corrosion électrochimique en présence des chlorures	24
1.7 Couche de passivation	25
1.8 Dépassement de l'acier.....	26
1.9 Facteurs influençant l'initiation de la corrosion	28
Conclusion.....	34
Chapitre 2 Méthodes et approches.....	36
2.1 Inspection visuelle	37
2.1.1 Évaluation de l'état de matériau d'un élément (m_i).....	38
2.1.2 Évaluation du comportement d'un élément (C_i).....	39
2.2 Modèle de détérioration TransChlor®	39
2.3 Lien entre l'inspection visuelle et le modèle de détérioration	40
2.4 Changement d'échelle.....	41
2.4.1 Échelle locale (élément) et globale (structure).....	41
2.4.2 Échelle structure (pont) et réseau routier	42
2.5 Organisation des chapitres.....	44
Chapitre 3 Article 1 Assessing the Condition of Reinforced Concrete Bridge Using Visual Inspection Ratings	45
3.1 Résumé	45
3.2 Abstract	46
3.3 Introduction.....	47
3.4 Degradation Analysis Process.....	48
3.5 Bridge Assessment.....	51
3.6 Results and Discussions	52
Conclusion	53

Acknowledgements	53
Chapitre 4 Article 2 Assessing the condition state of a concrete bridge combining visual inspection and nonlinear deterioration model	55
4.1 Résumé	56
4.2 Abstract	57
4.3 Introduction	58
4.4 Proposed rating methodology for individual elements based on visual inspection	60
4.5 Visual observations	61
4.5.1 Material condition	62
4.5.2 Behavior condition	63
4.5.3 Local ratings from visual inspection	65
4.6 Methodology for local rating by a deterioration model	65
4.6.1 Transport model	67
4.6.2 Probabilistic model	72
4.6.3 Local (element) condition rating from numerical model	74
4.7 Methodology for global rating	75
4.7.1 Tree decision analysis	75
4.7.2 Global rating from visual inspection or deterioration model	78
4.8 Results and discussions	78
4.8.1 Bridge local rating	79
4.8.2 Bridge global rating	81
Conclusion	83
Acknowledgements	84
Data availability statement	84
Chapitre 5 Variation temporelle de la condition d'état d'un pont en béton armé	85
5.1 Évaluation de la condition d'état du pont à l'étude	85
5.2 Processus de détérioration par la corrosion	87
5.3 Variation temporelle de la condition d'état	90
5.4 Influence de la réparation de la dalle	95
Conclusion	97
Chapitre 6 Gestion réseau routier	98
6.1 Évaluation de l'indice d'état du réseau routier	99
6.1.1 Système de cotation du réseau routier	100
6.1.2 État limite de service et sécurité structurale des ponts	103
6.1.3 Trafic et détours	103
6.2 Cas traités	105
6.2.1 Réseaux étudiés	105
6.2.2 Impacts des fermetures des ponts	110
6.2.3 Indice réseau	117
Conclusion	120
Synthèse	122
Conclusion	126
Bibliographie	127
Annexe A Calculs des coûts utilisateur	136
Annexe B Mécanisme de transport du modèle TransChlor®	138
Annexe C Expositions	143
Annexe D Tests de Résistivité Wenner et de Perméabilité Torrent	145
Annexe E Niveaux critiques de chlorure requis pour initier la corrosion des armatures du béton	148
Annexe F Articles de conférences	150

Liste des figures

Figure 1. État des ponts aux États-Unis (ASCE, 2021)	3
Figure 2. Comparaison du profil d'âge de l'inventaire 2006 vs 2017 du RRN, (RRN, 2017)	4
Figure 3. Profil d'âge des ponts : a) Routes principales, b) Routes collectrices, c) Routes nord et éloignées (RRN, 2017).....	5
Figure 4. Pourcentage de la valeur du parc de structures par décennie de construction (MTQ, 2019)	6
Figure 5. Évolution temporelle des budgets d'investissements sur le réseau du MTQ et municipal (MTQ, 2019)	7
Figure 6. Évolution temporelle de l'indice des investissements Québécois sur les (MTQ, 2019)	8
Figure 7. Répartition des investissements au secteur du réseau routier (contribution du gouvernement du Québec, en pourcentage) (IPQ, 2017).....	8
Figure 8. Défaillance simultanée de ponts sur le réseau	17
Figure 9. Classes d'exposition du modèle TransChlor (Conciatori, 2005)	22
Figure 10. Effets de la corrosion sur le comportement structural des structures (FIB, 2000)	23
Figure 11. Processus de corrosion électrochimique de l'acier dans le béton adapté de (F. Paradis et al., 2006)	24
Figure 12. Diagrammes de Pourbaix, fer métallique stable (région grise); corrosion active (zones blanches); métal passivé (zones bleues et orange). (Pourbaix et al 1974)	25
Figure 13. Mécanisme de la corrosion électrochimique en présence de chlore adapté de (Bensafir, 2010)	26
Figure 14. Période d'initiation et de propagation de la corrosion (Tuutti, 1982).....	27
Figure 15. Ratios Cl^-/OH^- dans les solutions de pores de différents ciments pour différents niveaux d'ajout de chlorure (Hussain et al., 1995).....	28
Figure 16. Évolution temporelle du coefficient de diffusion des chlorures cendres volantes et de scories et béton-ciment Portland (M. D. A. Thomas & Bamforth, 1999).....	29
Figure 17. Influence de la température sur la diffusion des substances dans le béton (Otsuki et al., 2009)	29
Figure 18. La teneur critique en chlorure du béton pour la corrosion de l'acier d'armature selon les recommandations de la CEB (Comité Euro-International), (CEB, 1985)	30
Figure 19. L'effet d'une modification du w/c sur la concentration en chlorure et la concentration en $Cl^- : OH^-$ dans les pâtes de ciment OPC contenant un total de 1% de Cl^- ajouté sous forme de NaCl. (J. Tritthart, 1989)	31
Figure 20. Influence du rapport eau-ciment et de la couverture sur le taux de corrosion (Vu & Stewart, 2000) 31	31
Figure 21. Probabilité d'initiation de la corrosion pour trois types d'aciers différents en fonction de la concentration en ions chlorure libres (Brühwiler & al, 2001)	32
Figure 22. Illustration schématique de la fissuration du béton chargé en compression (d'après Mehta, 1986) 32	32
Figure 23. Volume spécifique des produits de corrosion du fer (Poursaee, 2016)	33
Figure 24. Approche de ce travail de recherche d'analyse multiéchelle des ponts vieillissants du réseau routier.	36
Figure 25. Schéma d'évaluation de l'état du pont par inspection visuelle adaptée du MTQ	37
Figure 26. Profil du pont à l'étude Québec.....	37
Figure 27. Schéma simplifié du modèle de détérioration TransChlor®.....	40
Figure 28. Approche et méthode de l'analyse de la variation temporelle de l'état du pont à l'étude	41
Figure 29. Effet du tassement différentiel d'une culée sur le tablier (MTQ, 2017)	42
Figure 30. Identification des évènements initiateurs des défauts de l'échelle locale à la structure : 😊 bon état; 😞 mauvais état	43
Figure 31. Formulation du modèle d'analyse réseau	44
Figure 32. Evolution of the deterioration state of a reinforced concrete bridge: A: Very good; B: Good; C: Satisfactory; D: Bad; E: Very bad; F: Failure	47
Figure 33. Half profile of the bridge (Quebec).....	48

Figure 34. Visual inspection of the front wall of the bridge.....	49
Figure 35. Example of abutment failure links (MTQ, 2017).....	49
Figure 36. Failure links ($x_{ij}; x_{ji}$) for the abutment of the bridge	50
Figure 37. Bridge behavior and material condition by visual inspection.....	53
Figure 38. Evolution of the state of deterioration of a reinforced concrete bridge and its rehabilitation	58
Figure 39. Half profile of the bridge (Quebec).....	60
Figure 40. Structure repair costs A : Good practice; B: Maintenance; C: Repair and Maintenance; D: Renovation (Sitter, 1984).....	61
Figure 41. Visual inspection of the pier south face of the study bridge (Stripped degraded surface for repairs)	61
Figure 42. Material rating according to degradation levels β and γ (4 being the best condition).....	63
Figure 43. Framework of the TransChlor [®] model (Conciatori et al., 2018)	65
Figure 44. Hourly Climate data, a) Solar radiation, b) Precipitation, c) Air temperature, d) Relative humidity ..	66
Figure 45. Structural exposures	67
Figure 46. Boundary condition of the topside of the slab	67
Figure 47. Concrete quality (1-5) according to the air permeability and resistivity measurements (Torrent, 1997).....	69
Figure 48. (a) Relation between k_T and w/c and (b) Relation between D_h and w/c (c) Relation between D_{cap} and w/c (d) Relation between D_{Cl} and w/c	70
Figure 49. Total chloride ion content for core samples from the underside of the slab.....	71
Figure 50. Total chloride ion content for core samples from the top of the slab.....	71
Figure 51. Simulations of the chloride content: (a) for the underside and (b) the top of the slab	71
Figure 52. Probability of corrosion initiation (Conciatori, 2006).....	72
Figure 53. Cumulative distribution function of permeability.....	72
Figure 54. Cumulative probability of corrosion initiation for the three types of exposure condition.....	74
Figure 55. Example of abutment failure links (MTQ, 2017).....	76
Figure 56. Failure links ($x_{ij}; x_{ji}$) for the abutment of the bridge	76
Figure 57. Element material and behaviour ratings. FW: Front Wall, PB: Pier/Barrel, ES(S): External side (South), ES(N): External side (North), D: Deck, S(S): Sidewalk (South), S(N): Sidewalk (North).....	79
Figure 58. Bridge behaviour and material condition by visual inspection and TransChlor [®] deterioration model	81
Figure 59. General state of the structure	82
Figure 60. Assessing the state condition of a concrete bridge combining the visual inspection and a deterioration model.	83
Figure 61. Probabilités temporelles des conditions d'état en fonction du microclimat historique a : direct bitume, b : brouillard, d : éclaboussure	91
Figure 62. Variation temporelle de l'indice global de la structure I_B (Indice structural); I_M (Indice matériau).....	93
Figure 63. Profil des ions chlorure totaux avant et après réparation dalle	95
Figure 64. Variation temporelle de l'indice global de la structure avant et après réparation de la dalle.....	96
Figure 65. Schéma de déplacement de chaque paire Origine-Destination.....	100
Figure 66. Schéma de déplacement de chaque paire Origine-Destination (Hadachi, 2017)	100
Figure 67. Schéma d'optimisation pour l'attribution du trafic	101
Figure 68. Schéma de distribution du trafic	102
Figure 69. Seuils des cotes d'intervention pour les ouvrages.....	103
Figure 70. Conditions idéales de circulation routière (HRC, 1965)	104
Figure 71. Réseau de référence	105
Figure 72. Scénarios de fermeture réseau de référence, avec fermeture du pont a) P1, b) P2, C) P3, d) P2&P3, e) P1&P3, f) P1&P2	106
Figure 73. Indice d'état de matériau et de comportement (réseau de référence) * pour des raisons de confidentialités des données, les indices sont des valeurs inventées et ne représentent pas l'état actuel du pont.....	107
Figure 74. Réseau amplifié	108

Figure 75. Débit Q et capacité C des structures dans une seule direction, identification des ponts par leur numéro sur le réseau amplifié et nombre de voies par direction entre parenthèses.....	108
Figure 76. Scénarios de fermetures des ponts réseau amplifié	110
Figure 77. Indice d'état des structures à l'étude (Inspection Visuelle) réseau amplifié * <i>pour des raisons de confidentialités des données, les indices sont des valeurs inventées et ne représentent pas l'état actuel du pont</i>	110
Figure 78. Retard scénarios de fermeture réseau de référence	111
Figure 79. Retard scénarios de fermeture réseau de référence	111
Figure 80. Retard scénarios de fermeture réseau de référence	112
Figure 81. Retard scénarios de fermeture double sur le réseau de référence.....	112
Figure 82. Retard scénarios de fermeture sur le réseau amplifié	113
Figure 83. Retard scénarios de fermeture sur le réseau amplifié	113
Figure 84. Retard scénarios de fermeture sur le réseau amplifié	114
Figure 85. Coûts totaux utilisateurs réseau de référence	116
Figure 86. Scénarios coûts totaux utilisateurs réseau amplifié	117
Figure 87. Indice réseau scénarios de fermetures simples réseau de référence.....	118
Figure 88. Indice réseau scénarios de fermetures multiples réseau de référence.....	118
Figure 89. Indice cumulé réseau scénarios de fermeture réseau de référence	119
Figure 90. Indice réseau scénarios de fermeture réseau amplifié	120
Figure 91. Visualisation de l'allure de l'humidité relative dans le béton d'enrobage en présence d'un transport d'eau par capillarité ou par diffusion de vapeur d'eau, simulation à partir d'un béton de perméabilité moyenne (Conciatori, 2006).	138
Figure 92. Évolution spatiale du coefficient de capillarité dans le cas de deux conditions de bord (Conciatori, 2006).....	139
Figure 93. Atténuation du coefficient de capillarité en fonction du temps (Conciatori, 2006).....	140
Figure 94. Profil type d'un pont à l'étude avec les différentes zones d'exposition	143
Figure 95. Modèle environnemental (Conciatori, Brühwiler, et al., 2009)	144
Figure 96. Configuration de Wenner pour les mesures de résistivité de surface en quatre points (du Plooy et al., 2013).....	145
Figure 97. Réalisation des tests Wenner in situ sur la structure à l'étude.....	145
Figure 98. Matériel Torrent Proceq SA (Torrent, 1997)	146
Figure 99. Schémas de fonctionnement de l'appareil Torrent (Roelfstra, 2001).....	146
Figure 100. Réalisation des tests Torrent in situ sur la structure à l'étude.....	147
Figure 101. Demi-profil du pont à l'étude.....	151
Figure 102. Données climatiques horaires : a) Rayonnement solaire, b) Précipitations, c) Température de l'air, d) Humidité relative	152
Figure 103. Qualité du béton (1-5) selon les mesures de perméabilité à l'air et de résistivité. (Torrent, 1997)	152
Figure 104. Teneur totale en ions chlorure (a) dessous de la dalle, (b) dessus de la dalle	153
Figure 105. Condition de bord de la face supérieure de la dalle.....	153
Figure 106. Profils des ions chlorures totaux (a) intrados (exposition brouillard) (b) extrados (exposition directe bitume).....	154
Figure 107. Probabilité d'initiation de la corrosion	155
Figure 108. Exemple de liens de rupture de la culée.....	156
Figure 109. Liens de défaillance (xij; xji) pour la culée du pont	156
Figure 110. Cote matériaux et comportement des éléments. MF : Mur frontal, P : Pile, CE(S) : Côté extérieur (Sud), CE(N) : Côté extérieur (Nord), D : Dalle, T(S) : Trottoir (Sud), T(N) : Trottoir (Nord)	157
Figure 111. Comportement et état de matériau du pont par inspection visuelle et modèle de détérioration TransChlor®	158

Liste des tableaux

Tableau 1. Inventaire des infrastructures du Québec (MTQ, 2019).....	7
Tableau 2. Rapport de l'indice du nombre d'unités de structure et investissement du Québec (MTQ, 2019)	8
Tableau 3. Condition d'état des éléments en béton armé (Ludescher et al., 1998).....	13
Tableau 4. Interventions possibles sur les éléments en béton armé (Ludescher & Hajdin, 1998).....	14
Tableau 5. Influence des ions (gaz) sur des échantillons de béton ordinaire en fonction de différentes teneurs en eau (Zhang, 2012)	18
Tableau 6. Influence des ions (liquides) sur des échantillons de béton ordinaire (Zhang, 2012)	19
Tableau 7. Lien entre les degrés de sévérité des défauts et l'état du matériau (MTQ, 2017).....	38
Tableau 8. Critères de gestion des actifs de la ville de Montréal (VM, 2015)	43
Table 9. Visual inspection rating of material condition and behavior of the front wall of the bridge	49
Table 10. Visual inspection rating of material condition and behavior of the first span of the bridge	51
Table 11. Weight of the penalty n assumed in this study.....	52
Table 12. Visual inspection rating of material condition and behaviour of the front wall of the bridge prior to rehabilitation	62
Table 13. Weight of the penalty n_j assumed in this study.....	62
Table 14. General criteria to assess the behaviour of the elements (MTQ, 2017).....	64
Table 15. Visual inspection rating of material condition and behaviour of the first span of the bridge	64
Table 16. Exposure of the topside of the concrete slab: (a) direct exposure and (b) direct-bitumen exposure	68
Table 17. The material properties of concretes (Conciatori, Brühwiler, et al., 2010).	69
Table 18. Threshold concentration for Steel rebars	73
Table 19. Distribution for the transport parameters.....	73
Table 20. Material-rating calculation parameters using the deterioration model for the front wall	75
Table 21. Defect assignment links to the West pan of the bridge. E: Embankment; A/F: Abutment Foundation; FW; Front Wall; P/F: Pier Foundation; P/B: Pier Barrel, RS: Running Surface; ES(S): External side (South); ES(N): External side (North); S(S): Sidewalk (South); S(N): Sidewalk (North); S: Slab; G(S): Guardrails (South); G(N): Guardrails (North); PT: Pavement Transition	77
Table 22. Defect assignment links East span. E: Embankment; A/F: Abutment Foundation; FW; Front Wall; P/F: Pier Foundation; P/B: Pier Barrel, RS: Running Surface; ES(S): External side (South); ES(N): External side (North); S(S): Sidewalk (South); S(N): Sidewalk (North); S: Slab; G(S): Guardrails (South); G(N): Guardrails (North); PT: Pavement Transition.....	77
Tableau 23. Variables aléatoires du modèle de propagation	89
Tableau 24. Données historiques inspection visuelle pont à l'étude.....	92
Tableau 25. Distribution du débit sur les liens	102
Tableau 26. Caractéristiques qualitatives des niveaux de service des routes (HRC, 1965).....	104
Tableau 27. Caractéristiques quantitatives de trafic réseau de référence	107
Tableau 28. nombre de voies par direction et vitesse affichée réseau amplifié.....	108
Tableau 29. Paramètres quantitatifs du trafic du réseau de référence	116
Tableau 30. Coûts en fonction de la vitesse et de la distance (carburant) $\beta(v)$ (MTMDET, 2016)	137
Tableau 31. Coûts de dépréciation en fonction de la distance (γ_i) (MTMDET, 2016).....	137
Tableau 32 : Capacité calorifique des composants du béton (Larrard et al., 1999).....	142
Tableau 33. Exposition de la face supérieure de la dalle en béton : (a) exposition directe et (b) exposition directe au bitume	154
Tableau 34. Critères généraux d'évaluation du comportement des éléments. (MTQ, 2017)	155

Liste des abréviations et symboles

ULaval		Université Laval
FRQNT		Fonds Québécois de la Recherche sur la Nature et les Technologies
CRIB		Centre de Recherche des Infrastructures en Béton
SGOMI		Système de Gestion Optimisée de la Maintenance des Infrastructures
EPI		École Préparatoire aux Grandes Écoles d'ingénieurs
IP-UGANC		Institut Polytechnique Gamal Abdel Nasser de Conakry
UFR-ST		Unité de Formation et de Recherche des Sciences et Technologies
BID		Banque Islamique de Développement
VM		Ville de Montréal
MTQ		Ministère des Transports du Québec
RRN		Réseau Routier National
A	%	cote très bon état
B	%	cote bon état
C	%	cote état satisfaisant
D	%	cote mauvais état
E	%	cote très mauvais état
K_T	10^{-16} m^2	perméabilité
D_{cap}	10^{-4} mm/s	coefficient de capillarité
D_h	$10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}$	coefficient de diffusion d'eau
D_{Cl}	$10^{-6} \text{ mm}^2/\text{s}$	coefficient de diffusion des chlorures
α	%	dégradation sévérité aucune à légère
β	%	dégradation sévérité moyenne
γ	%	dégradation sévérité importante
δ	%	dégradation très importante
P		élément principal
S		élément secondaire
mi		cote matériau
Ci		cote comportement
x_{ij}		lien d'affectation entre deux éléments i et j
$P_{j,i}$		niveau de pénalité j d'un élément i
n		poids de la pénalité
R_M		cote relative matériau
R_B		cote relative comportement
I_M	%	indice de matériau
I_B	%	indice de comportement
$S_{k,i}$	m^2	surface de l'élément i exposé au type d'exposition k
$S_{T,i}$	m^2	surface totale de l'élément i
$P_{f k,i}$	%	probabilité d'initiation de la corrosion au type d'exposition k
H_{max}	m	hauteur maximale
v	Km/h	vitesse
$j_{r,20}$		vitesse de corrosion à 20°C
T(t)	°C	température au temps t
Kc		facteur de vitesse de corrosion qui dépend de la température
S	mm	espacement des barres d'armature
pr	kg/m ³	densité des produits de corrosion
ps	kg/m ³	densité de l'acier
α		ratio du poids moléculaire du fer métallique au produit de corrosion
jr	$\mu\text{A}/\text{cm}^2$	taux de production de corrosion par unité de surface

$f_{T_i}(t_i)$		fonctions de densité de probabilité d'initiation de la corrosion au temps t
$f_{T_p}(t_p)$		densité de probabilité de propagation de la corrosion au temps t
$P_A(t)$	%	probabilité de la condition d'état A
$P_B(t)$	%	probabilité de la condition d'état B
$P_C(t)$	%	Probabilité de la condition d'état C
$P_D(t)$	%	probabilité de la condition d'état D
t_f	h	temps de trajet du lien final
t_0	h	temps de trajet original (flux libre)
V	Véhicule/h	volume de trafic attribué
Q	Véhicule/h	débit
D^*	m	détour final
IR	%	indice réseau
DHMJ	Véhicule/h	débit horaire journalier moyen
CS	%	cote structure
N	h	temps de fermeture
k		nombre de voie de circulation
E/C		rapport massique de l'eau sur le ciment

J'ai énormément de gratitude pour mes chers parents Elhadj Alhassane BAH et Hadja Adama Oury BAH à qui je dédie ce travail de recherche. Et à vous tous : ma femme, mes oncles, tantes, frères, sœurs, cousins cousines et amis trouvez en ces mots l'expression de ma profonde gratitude et reconnaissance. Sachez qu'au fond de mon cœur, je retiens tous mes apprentissages de la vie grâce à votre présence autant au niveau matériel que spirituel.

De la gestion des ponts routiers

Remerciements

Je remercie le Tout Puissant ALLAH Qui m'a Accompagné durant cette belle aventure et Apporté une Force Intérieure Spirituelle permettant de me dépasser et déplacer des montagnes.

Je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué et aidé à rendre cette thèse possible.

Ma plus profonde gratitude va à mon superviseur, Pr. David Conciatori et codirecteur Pr. Luc Chouinard pour leurs conseils, leurs encadrements et leurs soutiens totaux à mon développement personnel et professionnel. Leurs critiques constructives, leurs discussions efficaces et leurs suggestions m'ont grandement aidé à mener à bien mon travail.

Je tiens également à remercier le comité d'encadrement du projet équipe "Système de Gestion Optimisée de la Maintenance des Infrastructures «SGOMI»", Pr Gabriel John Power, Pr Nicolas Zufferey pour leurs conseils, orientations et encadrements dans ce projet de recherche en équipe.

Je remercie les autorités de l'université Laval, la direction générale du département de génie civil et de génie des eaux, le Centre de Recherche des Infrastructures en béton (CRIB) pour l'accompagnement et l'encadrement.

Trouvez en ces mots, l'expression de mes sincères remerciements.

Et à travers vous, je remercie mes collègues-doctorants : Yan Zhang et Kotaro Sasai de l'université McGill qui ont développé les thématiques connexes respectivement en détérioration et finance du projet équipe SGOMI.

J'adresse toute ma sympathie à l'ensemble des collègues du groupe de recherche 'Durabilité ULaval'. Un merci particulier à Thomas Sanchez qui sait toujours trouver les bons mots dans les circonstances les plus intenses. Les personnes que j'ai côtoyées au laboratoire génie civil de l'université Laval, également à mes nombreux amis, je ne saurais les citer tous, mes collègues de bureau, l'occasion d'échanges stimulants.

À tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à ma formation aux cours en classe, à l'apprentissage pratique durant mon séjour.

Je remercie très sincèrement mes maîtres et professeurs pour les efforts déployés pour ma formation, l'encadrement, l'éducation à la science et à la culture depuis l'école primaire, collège, lycée, de l'école préparatoire aux grandes écoles d'ingénieurs (EPI) Foulaya (Kindia), à l'Institut Polytechnique Université Gamal Abdel Nasser de Conakry IP-UGANC, et de l'Unité de Formation des Sciences et Technologie de l'Université Assane Seck Ziguinchor, Sénégal.

Je remercie la "Banque islamique de développement BID", le "Fonds de recherche du Québec Nature et technologies" pour leur soutien financier. Je remercie également le service des infrastructures, de la voirie et des transports de la ville de Montréal et le Ministère des Transports du Québec pour leur collaboration.

À travers toutes les interactions des personnes que j'ai eu la chance de rencontrer dans ce projet de recherche, je me sens grandi et je garde en moi un souvenir exceptionnel et indélébile.

Avant-propos

Un modèle de décision pour l'évaluation multiéchelle de l'état des réseaux vieillissants de ponts routiers est une partie s'intégrant au projet de recherche équipe pluridisciplinaire SGOMI-FRQNT pour une gestion efficace des ouvrages du réseau routier.

Ce rapport de thèse contient deux articles dont un (1) de conférence : XV International Conference on Durability of Building Materials and Components, January 2020, DOI:10.23967/dbmc.2020.010, et un (1) de revue soumis au journal « Structure and Infrastructure Engineering NSIE-2021-0323 » le 24 juin 2021. La version de l'article, insérée dans ce document est la version originale soumise. L'auteur principal de l'article est aussi l'auteur de la présente thèse de doctorat qui a rédigé l'article, développé les modèles et réalisé les essais in situ sur l'ouvrage à l'étude, en collaboration avec Thomas Sanchez, Yan Zhang, Kotaro Sasai, David Conciatori, Luc Chouinard, Gabriel J. Power et Nicolas Zufferey, coauteurs de l'article. D'autres articles de conférences internationales et provinciales sont également présentés dans l'annexe F.

Thomas Sanchez, Gabriel J. Power et Nicolas Zufferey ont supervisé les travaux de recherche, amélioré les méthodes d'interprétation des résultats et la méthodologie de recherche, et révisé de façon critique l'article de revue et les articles de conférence; Yan Zhang et Kotaro Sasai ont participé aux travaux expérimentaux, à l'acquisition des données en équipe au cours de leurs travaux de doctorat connexes du projet équipe SGOMI-FRQNT.

Introduction

Dans cette section introductive, les systèmes de gestion des infrastructures existants sont décrits. Un contexte permet d'identifier les défis des gestionnaires actuels qui sont responsables des infrastructures (ponts et viaducs). Par la suite, les enjeux sociaux économiques et les besoins de recherche apportent un complément qui permet de décrire les objectifs de ces travaux de recherche avec sa méthodologie. Finalement, l'organisation du document permet au lecteur de trouver le fil conducteur de ce rapport de thèse de doctorat.

Contexte

Par leur utilisation et avec les sollicitations climatiques, les ouvrages routiers et ferroviaires vieillissent et leur état se détériore dans le temps. Ces dégradations sont multiples et sont difficiles à évaluer et les politiques de gestion des ouvrages sont complexes, variées et fortement onéreuses. Aussi, les gestionnaires mettent en place des activités de maintenance et de réparation des ouvrages du réseau routier depuis ces trois dernières décennies à partir de plusieurs modèles de gestion. Ces modèles sont construits sur des modèles simplifiés de détérioration, comme les chaînes de Markov, ne considérant pas la cinétique des détériorations non linéaires différentes, comme dans le béton armé des détériorations rapides en présence de chlorures et avec un processus de transport rapide de l'eau par succion capillaire. Cela incite de nouvelles approches de recherches sur la gestion de la maintenance adaptée à cette vraie cinétique de détérioration permettant de mieux prévoir l'évolution du parc de structures.

En ce qui a trait aux ouvrages d'art (ponts et viaducs), les systèmes de gestion sont le plus souvent basés sur les résultats d'inspections visuelles et d'évaluations ciblées d'un nombre restreint de structures. Les auscultations visuelles de ponts dépendent du jugement de l'inspecteur et sont converties, selon une procédure prédéfinie, en une cote qui décrit qualitativement l'état des matériaux (cote des matériaux) et la capacité structurale (cote structurale).

Dans les régions froides, où le climat est rude, la détérioration des infrastructures en béton armé est principalement due à la corrosion des armatures par les ions chlorure provenant des opérations d'épandage de sels de déverglaçage pendant la saison hivernale. Dans le cas des structures vieillissantes, les détériorations internes, potentiellement cachées, doivent être prises en compte dans l'évaluation de l'état. L'intégration d'un modèle de détérioration permet de raffiner la cote visuelle par une analyse des dégradations internes du matériau (dégradations invisibles). Cette approche complète les résultats des auscultations visuelles et améliore l'évaluation de l'état des ouvrages grâce à l'identification du point de bifurcation des dégradations, l'instant où la cinétique de la dégradation change, pour une meilleure planification de la maintenance.

La maintenance devient une science où le savoir-faire des gestionnaires et la pluralité des composantes à prendre en considération deviennent un défi majeur. Une analyse multiéchelle de l'état des ouvrages par segment, élément, structure, et au niveau du réseau routier permet une gestion efficace des ouvrages. Elle est actuellement largement utilisée et les gestionnaires cherchent à intégrer dans leur décision les facteurs de développement durable, comme la planification économique des ressources, l'intégration sociale des impacts de leur décision et l'impact de toutes les activités sur l'environnement. La transition d'une gestion indépendante vers une gestion intégrée à l'échelle du réseau est un défi pour la planification stratégique de la maintenance. Dans ce travail de recherche, une stratégie de gestion multi échelle donne aux gestionnaires des outils d'aide à la décision pour optimiser la réduction de la congestion du trafic pour une meilleure mobilité. Les travaux contribuent à l'amélioration de l'évaluation de la condition d'état des structures en béton du réseau routier.

L'originalité de ce projet est l'introduction d'un modèle de détérioration dans l'évaluation de l'état des structures en béton. Cet élément novateur permet une caractérisation plus fine des dégradations invisibles lors des campagnes d'auscultation visuelle. De plus, l'analyse multiéchelle des cotes affinées permettra d'améliorer la planification stratégique de la maintenance des structures pour une meilleure performance du réseau routier, tout en gardant, sur ces cotes, un aspect physique concret pour l'ingénieur civil et les gestionnaires, comme la sécurité structurale et l'état de service utile.

Problème industriel

Avant d'aborder les solutions, il est intéressant de dresser un tableau d'ensemble des défis sur lesquels les gestionnaires se penchent au quotidien sur la gestion de grand parc d'infrastructures. Dans cette section, il sera abordé la situation des parcs d'infrastructures des pays en région froide, plus spécifiquement, des bilans de gestion seront approfondis pour les parcs de structures aux États-Unis, au Canada et plus proche de nous au Québec.

Situation des parcs d'infrastructures des pays en région froide

La ruine, l'effondrement des ouvrages en béton, leur coût de maintenance et de remplacement ont augmenté ces deux dernières décennies. Les défis au niveau de la durabilité des ouvrages et de leur aptitude au service et à la sécurité structurale constituent actuellement un champ vaste de recherche pour les ingénieurs civils, les gestionnaires et les propriétaires d'ouvrage. Il est question à la fois d'assurer la sécurité des usagers, optimiser les coûts et les activités de maintenance avec des ressources humaines et matérielles qui sont souvent limitées et/ou insuffisantes. Ce qui permet de minimiser les impacts à la fois financiers et logistiques sur la société.

La principale cause de détérioration des structures routières dans les régions froides est la corrosion des barres d'armature en acier dans le béton. Cette dégradation des structures est due à l'utilisation de sels de déglaceage

en hiver, en raison du microclimat et pose un réel problème de service et pour la sécurité des structures (Angst, 2019), car la cinétique de dégradation peut être très rapide.

Situation aux États-Unis

En Amérique du Nord, il y a 617 000 ponts aux États-Unis. La plupart des ponts ont été conçus pour une durée de vie de 50 ans en moyenne. En 2019, 42% de tous les ponts ont au moins 50 ans, et 46 154 soit, 7,5% des ponts du pays, sont considérés comme structurellement déficients. Environ 178 millions de trajets sont effectués chaque jour sur ces ponts structurellement déficients. Malgré l'utilisation des outils de gestion de la maintenance de ces structures, le taux annuel des ponts structurellement déficients au cours de la dernière décennie a augmenté. La Figure 1 montre que près de 231 000 ponts répartis dans les 50 États américains nécessitent encore des travaux de réparation et de conservation. Les dernières estimations portent à 125 milliards de dollars les besoins de réhabilitation des ponts aux États-Unis (ASCE, 2021).

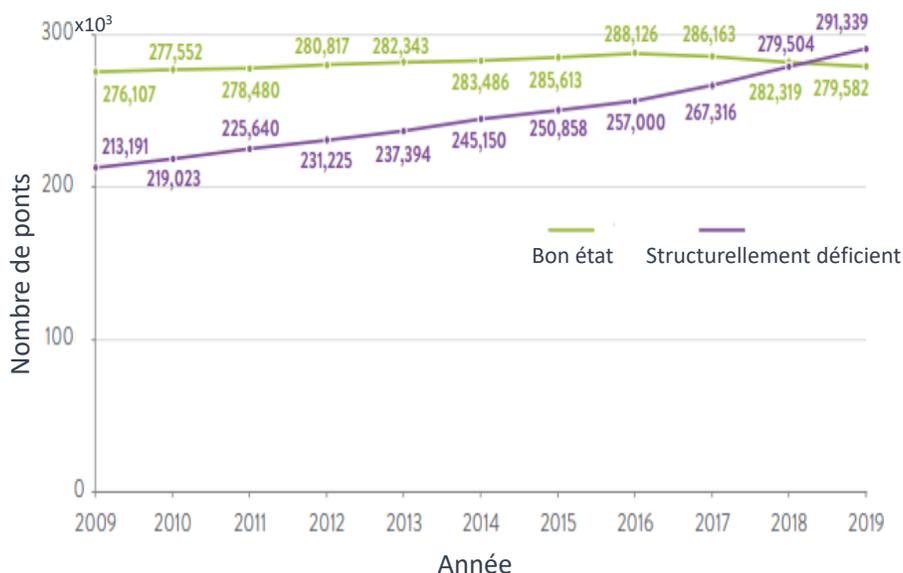


Figure 1. État des ponts aux États-Unis (ASCE, 2021)

Au rythme actuel des investissements, il faudra attendre 2071 pour effectuer toutes les réparations actuellement nécessaires sur le parc d'infrastructure routier. La détérioration supplémentaire au cours des 50 prochaines années augmentera de façon importante et les États-Unis auront besoin d'un programme systématique de préservation des ponts, comme celui adopté par de nombreux États, dans lequel les détériorations existantes sont classées par ordre de priorité et l'accent est mis sur l'entretien préventif. D'où la nécessité de nouvelles politiques de gestion plus adaptées aux conditions de détérioration.

Situation au Canada

Au Canada, en 2018, on dénombrait 51 717 ponts de propriété publique. L'Ontario comptait le plus grand nombre de ponts (15 534), suivi de l'Alberta (9 400). Plus du quart des ponts situés sur les routes locales (28,0%) et sur les autoroutes rurales (25,3%) ont plus de 50 ans et leur état a été déclaré comme étant le pire, 15,7% et 14,1% respectivement. Plus d'un dixième de tous les types de ponts a été déclaré en mauvais ou très mauvais état. Les ponts des routes locales (14,0%) et des routes collectrices (13,5%) étaient les plus susceptibles d'être en mauvais ou en très mauvais état physique. La durée de vie moyenne prévue des ponts sur les autoroutes (68 ans), les artères (67 ans) et les routes collectrices (66 ans) étaient les plus longues parmi les actifs relatifs aux ponts. On prévoyait que les ponts de routes locales (48 ans) et les passerelles à piétons (51 ans) auraient une durée de vie moyenne la plus courte (SC, 2018). La Figure 2 présente la comparaison du profil d'âge de l'inventaire 2006 vs 2017 des ponts et ouvrages d'art du Réseau Routier National (RRN) du Canada issu du concept de la route Transcanadienne. Le nombre de ponts du RRN construits depuis moins de 10 ans a doublé entre 2006 et 2017, ce qui reflète une augmentation des investissements et des nouveaux ouvrages.

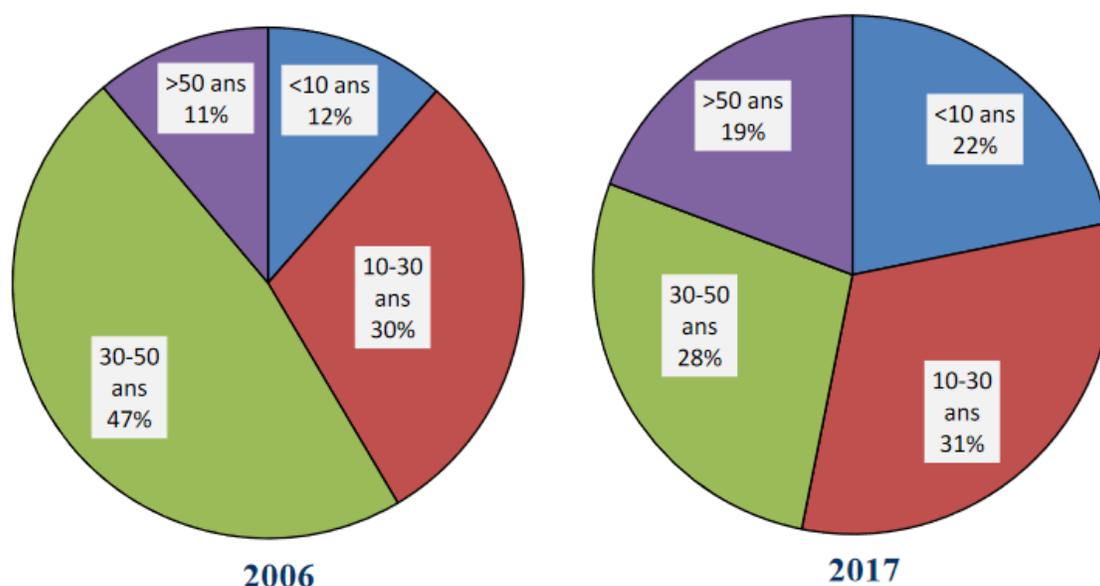


Figure 2. Comparaison du profil d'âge de l'inventaire 2006 vs 2017 du RRN, (RRN, 2017)

Habituellement, les travaux de réparation sont effectués tous les 30 ans. Les besoins d'entretien et de réparation des ponts du RRN du Canada sont importants y égard des politiques de gestion des actifs actuels. Ceux-ci atteindront un niveau élevé au cours des prochaines années. La Figure 3 montre les profils d'âge des ponts du (RRN) selon les types de routes :

Routes principales Corridors routiers interprovinciaux et internationaux stratégiques (y compris les liaisons routières avec les installations intermodales et les postes transfrontaliers importants).

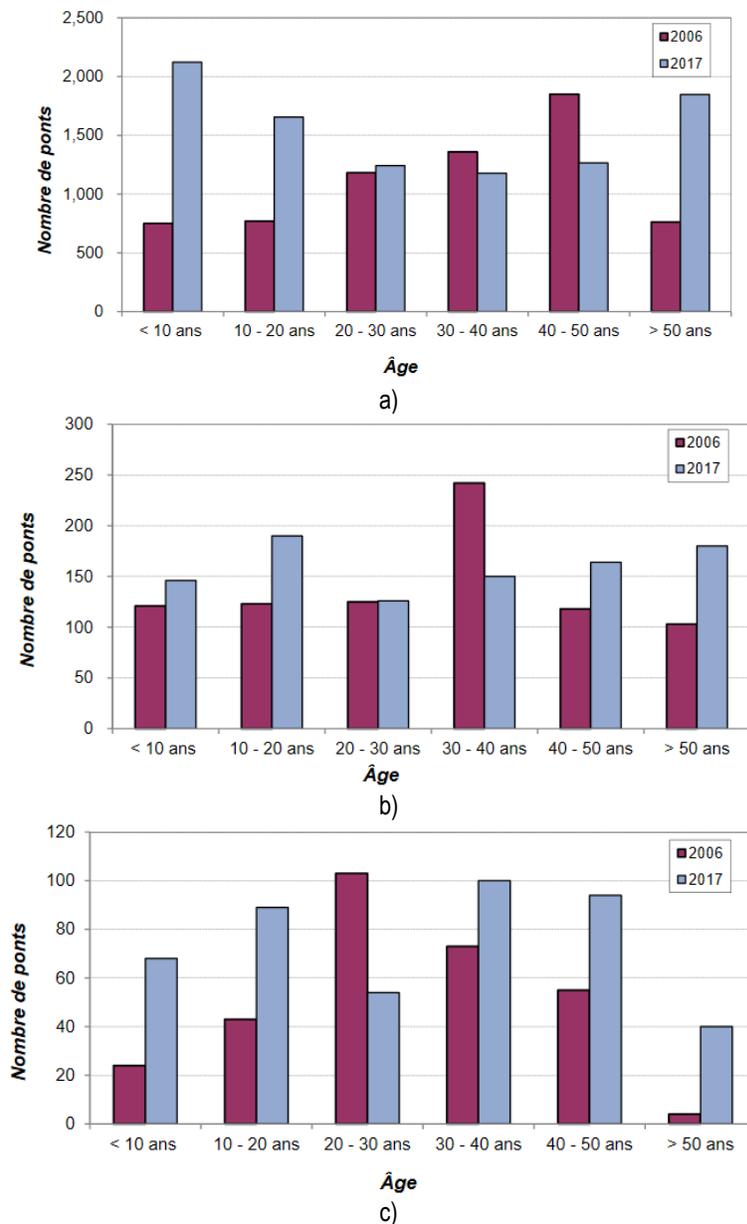


Figure 3. Profil d'âge des ponts : a) Routes principales, b) Routes collectrices, c) Routes nord et éloignées (RRN, 2017)

Routes collectrices Routes importantes de raccordement aux routes principales à partir des agglomérations et des centres économiques (y compris les liaisons routières avec les installations intermodales et les postes transfrontaliers importants).

Routes desservant les régions nordiques et éloignées Liens routiers importants avec les routes principales et les routes collectrices et constituant la principale voie d'accès aux régions nordiques et éloignées, à leurs activités économiques et à leurs ressources.

Les graphiques de la Figure 3 montrent que l'ensemble du profil de ponts ayant 50 ans et plus est le plus élevé dans toutes les catégories de voirie. Cette situation est préoccupante face à l'exigence du maintien des structures en bon état sécuritaire et des budgets de gestion des actifs déficitaires. En conséquence des travaux intenses d'entretien et de réhabilitation engendrent une forte pression à la mobilité des personnes et marchandises assorties d'impacts tels que les coûts et les retards du trafic.

Situation au Québec

Le cadre du Québec est intéressant, car il s'agit d'un climat nordique où les défis d'un hiver froid et rigoureux et des opérations du dégivrage, etc. sont importantes. En 2019, le réseau routier dont la gestion incombe au ministère des Transports comprend 5 475 ouvrages d'art. Près des deux tiers de l'actif (structures sur le réseau routier du Ministère) ont été construits entre 1960 et 1980. De nos jours, 45% de ces structures ont besoin de réparations (MTQ, 2019). La Figure 4 présente l'évolution temporelle du pourcentage de la valeur d'investissement réalisé par rapport à un budget octroyé au MTQ pour maintenir l'état du parc de structure par décennie de construction.

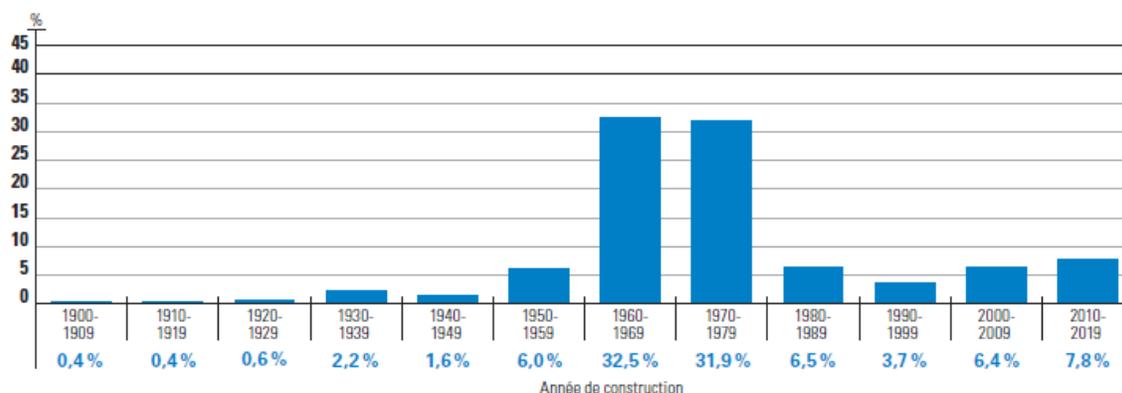


Figure 4. Pourcentage de la valeur du parc de structures par décennie de construction (MTQ, 2019)

Depuis plusieurs années, le Ministère des Transports du Québec (MTQ) utilise différents indicateurs pour suivre la sécurité, la fonctionnalité et l'état général des structures, connu sous le nom d'indice d'état. Cet indice représente le « pourcentage de structures en bon état » qui ne nécessitera aucune intervention d'entretien importante d'ici à cinq ans. Cet indice d'état, correspond aux indices des cotes admissibles d'état des structures, soit A, B et C (très bon, bon et satisfaisant). Tandis que les ouvrages considérés « à réparer » se répartissent selon les indices d'état D et E (mauvais et très mauvais). Sur la base de l'inventaire des infrastructures du réseau routier Québécois réalisé en 2019, 5 475 ouvrages du réseau supérieur ont un âge moyen de 40 ans et sont présentés dans le Tableau 1. 8 % de ces ouvrages sont dans un mauvais état et 15 % dans un très mauvais état. Le déficit de maintien de ces actifs est estimé à 9 527,8 M\$. Le budget de maintenance du parc présente un déficit de maintien des actifs, comme pour la plupart des provinces au Canada.

Tableau 1. Inventaire des infrastructures du Québec (MTQ, 2019)

Quantité Réseau supérieur	Âge moyen (ans)	% Inspection	Indice d'état (%)			Indice d'état moyen	Déficit de maintien d'actifs (M\$)
			ABC	D	E		
5 475	40	100	Selon le nombre			C	9 527,8
			77	8	15		

Courant 2018-2019 pour l'ensemble du réseau supérieur de la province du Québec, ce sont 60 ouvrages à tonnages réduits, 87 interdits aux surcharges et 22 affichés fermés sur le réseau du ministère, et 904 à tonnages réduits, 471 interdits aux surcharges et 54 affichés fermés sur le réseau municipal (MTQ, 2019). Les sommes allouées à la conservation des structures sur le réseau routier du MTQ se maintiennent à un niveau très élevé comme le présente la Figure 5.

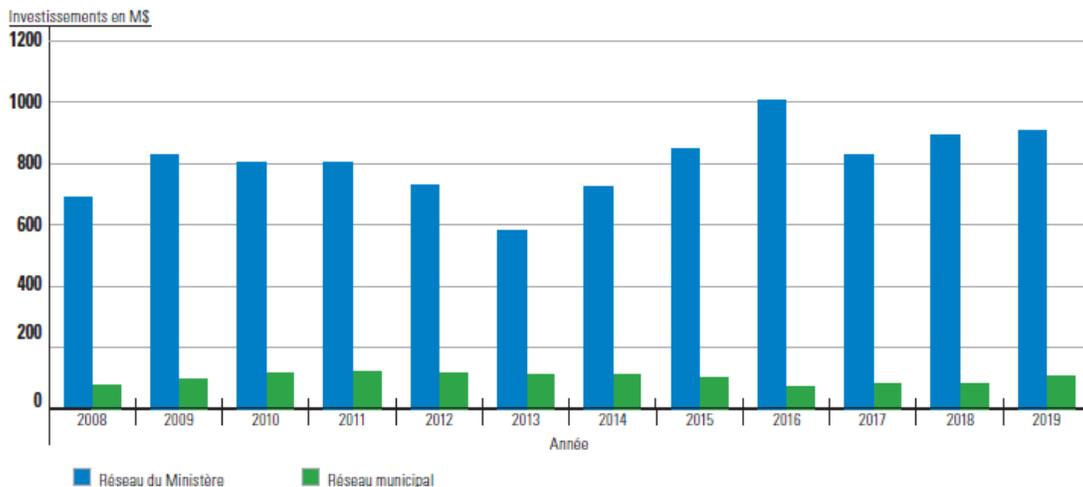


Figure 5. Évolution temporelle des budgets d'investissements sur le réseau du MTQ et municipal (MTQ, 2019)

Quant aux ponts du réseau municipal, le MTQ consacre environ 13% de son budget total. Le rapport, entre le nombre de structures en bon état et le nombre total de structures, est représenté par un indice. Cet indice permet de planifier l'ampleur des investissements nécessaires pour conserver le parc de structures en bon état et sa grandeur peut être interprétée suivant le Tableau 2.

La Figure 6 présente l'évolution de cet indice des investissements au cours des 12 dernières années. Les sommes allouées à la conservation des structures ont connu une progression importante à compter de 2008, motivée par un évènement tragique de l'effondrement du viaduc de la Concorde pour garder l'offre de service.

Tableau 2. Rapport de l'indice du nombre d'unités de structure et investissement du Québec (MTQ, 2019)

Valeur de l'indice	Interprétation
0	Investissements nécessaires pour l'entretien régulier
Entre 0,1 et 2,0	Investissements modérés pour maintenir l'état du parc (5% de la valeur de remplacement)
Entre 2,1 et 3,0	Investissements significatifs pour maintenir l'état du parc (10% de la valeur de remplacement)
Entre 3,1 et 4,0	Investissements importants pour maintenir l'état du parc (20% de la valeur de remplacement)
Entre 4,1 et 9,9	Investissements très importants pour maintenir l'état du parc (30% de la valeur de remplacement)

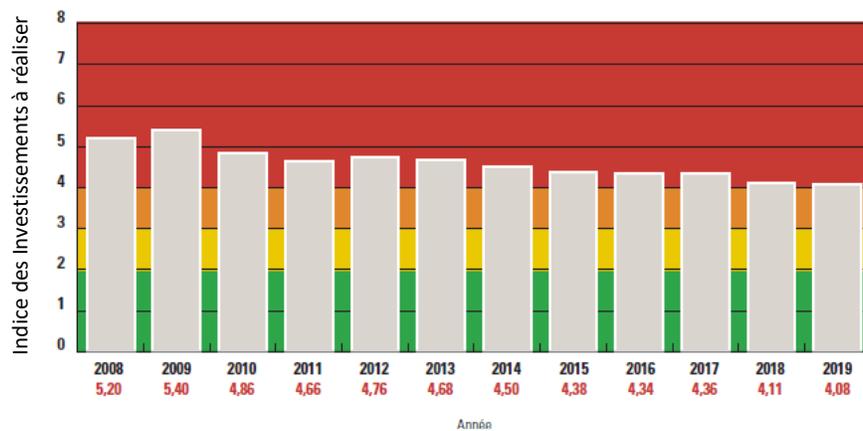


Figure 6. Évolution temporelle de l'indice des investissements Québécois sur les (MTQ, 2019)

D'après ces données, on constate que la valeur de l'indice d'état pour les investissements se retrouve dans la plage de 4,1 et 9,9. De 2008 à 2019, le besoin en investissement est très important : soit, 30% de la valeur de remplacement des ouvrages est nécessaire pour maintenir l'état du parc. Cette étude montre l'ampleur du travail à venir pour la gestion de l'ensemble du parc des ouvrages pour leur maintenance et démontre que bon nombre d'ouvrages ont besoin de réhabilitation ou de remplacement malgré la stratégie de gestion mise en place.

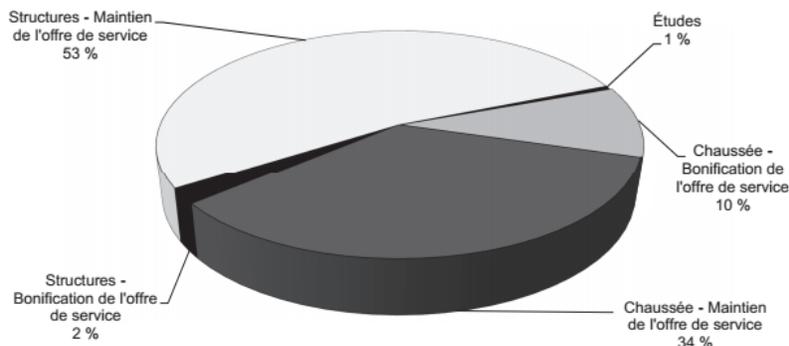


Figure 7. Répartition des investissements au secteur du réseau routier (contribution du gouvernement du Québec, en pourcentage) (IPQ, 2017)

Pour pallier le besoin de réhabilitation du parc de structure Québécois, des investissements de 17,9 milliards de dollars ont été prévus dans le plan Québécois des infrastructures pour une période décennale 2017-2027, dans le secteur du réseau routier. La répartition de ce budget d'investissement est présentée sur la Figure 7. Plus de 87% de ces investissements sont consacrés au maintien ou au remplacement des chaussées et des structures (IPQ, 2017) avec un niveau faible d'amélioration de la qualité de l'offre de service de l'ordre de 2%.

La gestion est basée sur la méthode traditionnelle de l'inspection visuelle et analyse le plus souvent chaque ouvrage indépendamment du réseau ou du parc en entier. Lorsque les besoins d'intervention sont grands et le budget limité, une visualisation de l'ensemble du parc des ouvrages devient nécessaire pour mieux planifier l'allocation des différentes ressources (gestion financière, etc.). Ainsi, au fil des années, le déficit d'entretien cumulé a augmenté, les coûts pour maintenir le parc augmentent selon une fonction puissance, et tout décalage des travaux de maintenance amplifie les budgets, ce qui limite l'offre pour construire de nouveaux ponts.

Enjeux socio-économiques

À partir des données précédentes, nous constatons une augmentation des coûts de maintenance et de réhabilitation des ouvrages des dernières années et pour les années à venir. Les conséquences financières indirectes et des perturbations de trafic dues aux travaux de maintenance sont souvent difficiles à prendre en considération et sont souvent négligées ou sous-évaluées, car partielles. Les gouvernements investissent actuellement des sommes importantes dans les infrastructures pour maintenir le parc d'ouvrages et stimuler l'économie. Les statistiques montrent que le parc vieillissant des structures demandera des investissements encore plus importants dans les prochaines années pour conserver et améliorer l'offre de service du réseau, avec des déficits budgétaires beaucoup plus prononcés. Devant ces faits, et en notant l'importance des ouvrages dans la prospérité de l'économie des pays, en plus des ressources financières, humaines et matérielles limitées, la gestion des ponts routiers doit urgemment incorporer les dernières connaissances dans l'évaluation de la détérioration.

Les gestionnaires des infrastructures routières sont confrontés dans ces conditions au choix des ouvrages à maintenir, lorsque les indices d'état de plusieurs ouvrages sont proches. Dans ces conditions, leur degré d'importance en fonction de leur condition d'état est déterminant. Une mauvaise maîtrise du choix est susceptible d'affecter la performance du réseau routier dans son ensemble à offrir un meilleur service. Une stratégie non optimisée conduit des conséquences corollaires sur la mobilité urbaine et rurale.

Besoins de recherche

Pour les structures vieillissantes, il est essentiel que les stratégies de maintenance et de réhabilitation soient planifiées de manière appropriée. Le suivi régulier comprend l'inspection, la réparation, la réhabilitation ou les

travaux hors service fermeture de pont (totale ou partielle). En conséquence, les gestionnaires sont soucieux de protéger l'infrastructure par une planification élaborée de la maintenance grâce à un suivi et à des inspections régulières à intervalles appropriés, tout en veillant à ce que le trafic ne soit pas interrompu pendant les périodes inévitables de maintenance et de réparation (Bah et al., 2021).

Dans le cas des ouvrages d'art (les ponts et viaducs), les systèmes de gestion actuels sont basés principalement sur les résultats d'inspections visuelles et des évaluations ciblées pour un nombre restreint d'ouvrages. Les observations visuelles sont converties suivant une procédure établie à une cote qui décrit qualitativement la condition des matériaux (cote des matériaux) et la capacité structurale (cote structurale). Lorsque la cinétique de détérioration est très rapide, l'inspection visuelle ne permet l'identification des détériorations invisibles internes dans la structure du matériau. En outre, les résultats obtenus lors de l'inspection visuelle dépendent du jugement de l'inspecteur, ce qui conduit le plus souvent à des résultats erronés (Hamida & Goulet, 2020). L'inspection visuelle présente des limites et n'a pas permis d'éviter certains effondrements de pont observés récemment après des campagnes d'inspection visuelle. Des résultats d'étude montrent que les preuves internes inconnues de dommages et/ou de détérioration associées à l'inspection visuelle n'ont pas permis une interprétation complète de l'état de dégradation des structures construites il y a plus de 50 ans (Bazzucchi et al., 2018).

Objectifs

L'objectif principal de cette thèse de doctorat est la mise au point d'une approche d'évaluation de l'état d'un ouvrage combinant l'inspection visuelle et un modèle de prédiction de la détérioration TransChlor®. Selon les constats approfondis dans la revue de la littérature, les objectifs secondaires se concentrent principalement sur les points suivants :

- ✓ Évaluer la condition d'état d'un pont en béton en combinant l'inspection visuelle avec un modèle de prédiction de la détérioration pour affiner la cote obtenue à l'inspection visuelle;
- ✓ Évaluer la variation temporelle de la condition d'état de l'ouvrage pour la prédiction de la maintenance;
- ✓ Projeter un essai de gestion intégrée des ouvrages d'un réseau routier à l'intérieur d'une ville pour la planification des activités de maintenance.

Ces objectifs principaux et secondaires sont alimentés par l'évaluation de l'état d'un ouvrage existant en béton sur le réseau routier d'une grande ville québécoise. Et un système de gestion intégrée de plusieurs ouvrages, à différentes échelles, est proposé. Le projet vise à aider les gestionnaires pour améliorer les décisions de maintenance ou de réhabilitation des ouvrages (ponts et viaducs). Les connaissances issues du projet visent à

aider les ingénieurs à compléter les auscultations visuelles par l'introduction du modèle de détérioration et de gestion intégrée afin d'anticiper les interventions sur les structures.

Organisation du document

Cette thèse de doctorat dispose de deux chapitres par insertion d'article. Le rapport de thèse établit les bornes de l'étude, les objectifs de recherche et la structure de la thèse. Le chapitre 1 expose un compte rendu de l'état actuel des connaissances des systèmes de gestion des ouvrages et apporte une vue d'ensemble de la détérioration des structures dans les régions froides. Le chapitre 2 présente le modèle d'évaluation multiéchelle de l'état des réseaux vieillissants de ponts routiers. Les chapitres 3, 4, 5 et 6 contiennent les principaux résultats de recherche de cette thèse. Le chapitre 4 présente l'article de recherche soumis pour publication dans un journal scientifique reconnu. Trois (3) articles de conférences supplémentaires présentés dans des conférences scientifiques renommées sont présentés dans l'annexe F. La méthodologie, décrivant le modèle de gestion projeté pour évaluer et gérer un parc d'ouvrage en béton, sera abordée plus en détail. Ce rapport de thèse est achevé par une synthèse et une conclusion sur l'ensemble de la recherche, ainsi que sur quelques pistes de développement futur, des bénéfices de la recherche et de l'ouverture aux perspectives de développement à venir.

Chapitre 1 État de l'art

1.1 Introduction

Ce chapitre présente un compte rendu actualisé de l'état actuel des connaissances sur la gestion des ouvrages. Il comprend un aperçu général sur les systèmes de gestion des ouvrages et leurs limites; les modèles de prédictions de la détérioration et l'initiation de la corrosion induite par les chlorures provenant de sels de déverglaçage, principale cause de détérioration des structures en béton dans les régions froides. D'autres phénomènes qui influencent l'initiation de la corrosion et les facteurs qui doivent être pris en compte dans l'analyse de l'initiation de la corrosion seront également abordés et les termes de base seront définis.

1.2 Systèmes de gestion des infrastructures

Au cours des trois dernières décennies, la gestion des ponts a connu des mutations importantes. L'évaluation de la performance et la sélection des activités de maintenance des ponts étaient le plus souvent effectuées sur la base de la condition d'état de chacune des structures individuellement. Des approches de gestion intégrée sont désormais une priorité dans les analyses des activités de maintenance en fonction de leur impact sur le niveau de performance de l'ensemble du réseau routier (Banerjee et al., 2019; Dong et al., 2014; Frangopol & Bocchini, 2012; Orcesi & Cremona, 2011). Les systèmes de gestion des ponts comprennent trois composantes de base : la collecte des données, l'analyse des données et l'aide à la décision. L'analyse des données est faite sur la base des résultats d'inspection sous forme de rapports ou de résumés et aide les gestionnaires pour la planification des activités de maintenance des ponts (Bertola & Brühwiler, 2021; Shirolé, 2010). En plus des systèmes de gestions de ponts existants, plusieurs modèles de prédiction de la détérioration de ponts sont mis à jour à la fois dans l'espace et dans le temps grâce à des méthodes d'essai non destructives (Frangopol et al., 2008).

Avec différentes politiques de gestion développées, la détérioration des infrastructures a progressé et s'en est suivi une augmentation du taux d'entretien des ponts dans plusieurs pays développés, au point qu'il est plus coûteux d'entretenir les ponts endommagés que d'en construire de nouveau (Miyamoto et al., 2001). Sans ignorer que le retard d'intervention pourrait augmenter la dégradation des ouvrages, leur fermeture augmente le temps de trajet des voyageurs sur les liens de détours, la consommation de carburant, l'usure des véhicules et les accidents (Adey et al., 2003).

L'aide à la gestion assistée par ordinateur est l'approche favorisée dans plusieurs domaines des infrastructures. Ces systèmes ont pour mission d'assister les gestionnaires dans l'évaluation de l'état des structures, l'allocation des ressources matérielles, financières et humaines, afin d'optimiser leur niveau de performance en respectant les normes de performance minimales acceptables (Jackson et al., 1987).

La gestion d'un parc d'ouvrages signifie maintenir son service dans un cadre sécuritaire qui lui permet d'accomplir sa fonction et son rôle dans le réseau de transport tout en minimisant les coûts liés à l'entretien ou le remplacement des ouvrages. Cette demande de planification liée à des ressources financières restreintes a incité les gestionnaires d'ouvrages d'art à s'orienter vers les nouveaux moyens de gestion. En 2014, l'ISO a publié la norme ISO 55000:2014, Gestion d'actifs – Aperçu général, principes et terminologie. La norme ISO 55000 donne un aperçu général de la gestion d'actifs et des systèmes de gestion d'actifs. Elle énonce également le contexte et la terminologie applicables aux normes ISO 55001 et ISO 55002 : la norme ISO 55001 précise les exigences de définition, de mise en œuvre, d'entretien et d'amélioration d'un système de gestion d'actifs; la norme ISO 55002 définit les grandes lignes d'autres processus et procédures utiles pour la mise en œuvre d'un programme de gestion d'actifs (ATC, 2016).

Les premiers outils d'aide à la gestion assistée par ordinateur ont été développés dans les années 80 aux États-Unis. Ces logiciels, principalement constitués d'une base de données spécialisée, stockent les informations sur les ouvrages et le relevé de leur état par inspection visuelle, parfois accompagnée de tests en laboratoire. Il existe plusieurs modèles de prédiction de l'évolution de l'état des ouvrages, la majorité des logiciels s'inspirent du logiciel Pontis (Roelfstra, 2001b) et sont brièvement décrits ci-après :

Tableau 3. Condition d'état des éléments en béton armé (Ludescher et al., 1998)

Condition d'état	Description
1 : bon	Pas de dégâts visibles, que de fines fissures superficielles pas de trace de corrosion
2 : acceptable	Tache de corrosion visible et/ou écaillage locale, fines fissures dues à la corrosion de l'armature et/ou des zones humides, dégâts mécaniques insignifiants
3 : endommagé	Écaillage avec armature visible, perte de section insignifiante, en moyenne moins de 10% de l'armature visible, fissures et/ou zones humides
4 : mauvais état	Écaillage avec armature, visible, perte de sections significatives, en moyenne plus de 10% d'armature visible et/ou piqûres de corrosion, fissures et/ ou zones humides
5 : état alarmant	La sécurité est mise en danger, des mesures sont nécessaires avant la prochaine inspection principale, mesures urgentes

PONTIS (Pontis, 1993) est un logiciel qui a été développé aux États-Unis par FHWA (Federal Highway Administration) à la fin des années 80. Il est considéré comme le premier logiciel commercialisé et actuellement le plus répandu à travers le monde. Il est utilisé dans 38 états américains ainsi que dans différents pays à travers le monde (et adapté à leurs propres caractéristiques) . Il utilise une philosophie qui s'oriente au niveau du projet. Les budgets et les exigences pour l'ouvrage sont utilisés afin d'établir la politique de gestion, puis les projets sont planifiés.

BRIDGITE (Bridgit, 1994; Hawk & Small, 1998) a été aussi développé aux États-Unis conjointement par le NCHRP (National Highway Research Program). Il est utilisé dans l'état du Maine et d'autres états ont adapté son applicabilité. Avec Bridgit, les coûts au niveau du projet sont déterminés pour l'ouvrage. Ces coûts sont ensuite comparés aux budgets et les exigences sont adaptées en fonction du budget, les projets sont ainsi modifiés et planifiés suivant les contraintes budgétaires. Les exigences et les limites des budgets sont utilisées afin d'établir la politique pour la planification des projets.

Tableau 4. Interventions possibles sur les éléments en béton armé (Ludescher & Hajdin, 1998)

Condition d'état	Interventions possibles
1 : bon	- aucune intervention
2 : acceptable	- aucune intervention - protection de la surface - réparation locale
3 : endommagée	- aucune intervention - protection de la surface - réparation locale et protection de la surface - remise en état
4 : mauvais état	- aucune intervention - réparation locale - et protection de surface - remise en état, y compris le remplacement de l'armature corrodée
5 : état alarmant	- intervention d'urgence

KUBA Kuba-DB et Kuba-MS de l'allemand (KunstBautenBank) et Kuba-MS (KunstBauten Management System) sont des logiciels développés en Suisse par le bureau d'ingénieur Dr J. Grob & Partner SA (Dr. R. Hajdin) pour l'office fédéral des routes en Suisse (Hajdin & Grob, 1995). Ces logiciels sont aussi basés sur l'approche de Pontis. Ils sont adaptés aux spécificités locales Suisses (Ludescher & Hajdin, 1999) notamment au niveau de la grande variabilité du type de structure. Le développement du logiciel a été initié en 1987. Actuellement 22 cantons utilisent la version 3.0 de Kuba-DB. 7700 ouvrages nationaux et cantonaux ont été répertoriés avec 30'000 éléments. Les conditions d'état comme dans Pontis sont définies en fonction de l'état visuel présenté dans le Tableau 3. Les commentaires aux cours des inspections visuelles pour les éléments en béton armé sont associés aux différentes conditions d'état. Pour chaque condition d'état, les interventions possibles pour les éléments des ouvrages en béton armé sont déterminées dans le Tableau 4 (H Ludescher et al., 1998, ; Ludescher & Hajdin, 1998).

DANBRO a été développé au Danemark (Henriksen, 1999). Son approche est basée sur l'évaluation des coûts de l'ouvrage au niveau projet.

FINNRA, développé par le Finnish National Road Administration, Ce modèle est fondé sur les mêmes principes que Pontis (Söderqvist & Veijola, 1999). Il sert à la gestion des 12'500 ponts du réseau des routes finlandaises. La spécificité de cet outil est sa modélisation de la détérioration à l'aide d'une chaîne de Markov tridimensionnelle.

Modèle de survie par cohorte

Le modèle de survie par cohorte a pour objet d'étudier les probabilités de survie d'individus au sein d'un groupe. Ce principe est ainsi mis en parallèle avec un stock d'infrastructure pour évaluer l'évolution de la probabilité d'état de la structure en fonction de son âge (Herz, 1996). Deux types de défaillances sont distingués : les défaillances initiales dues aux défauts de construction ou de conception et les défaillances naturelles dues aux dégradations dans le temps sur la structure. Hertz évalue la durée de vie restante d'une structure en faisant le rapport entre la probabilité de survie à la date de construction et celle à la date actualisée.

Modèle de la chaîne de Markov

Le procédé de Markov se base sur des valeurs discrètes d'état comme la méthode précédente. Cette approche permet de décrire le processus de dégradation des infrastructures définie par la probabilité de transition entre un état $x = i$ et un état $x = j$ dans le temps (Jiang & Sinha, 1989). Le principe de la méthode de Markov est que le futur état de condition de l'ouvrage ne dépend que du présent et pas du passé (Norris, 1998).

1.3 Limites des actuels systèmes de gestion

Traditionnellement, l'évaluation des ponts est effectuée par la routine de l'inspection visuelle et la gestion est faite de façon indépendante des structures les unes aux autres dans le réseau de transport. L'inspection visuelle constitue la base des évaluations de structure (Estes & Frangopol, 2003). Les ingénieurs développent ces systèmes d'inspection et plusieurs limitations de l'inspection visuelle ont été identifiées (Hamida & Goulet, 2019). Elle ne fournit que des informations sur les défauts visibles, et le processus d'inspection est laborieux, long et influencé par le comportement subjectif de chaque inspecteur. Ce qui le plus souvent donne des résultats erronés (Adhikari et al., 2014; Gutkowski & Arenella, 1998).

Par exemple en Suisse, des courbes de détérioration ont été établies à partir de l'inventaire des dégâts obtenus en fonction du type d'ouvrage, de son âge, du matériau et du type d'élément (Ladner, 1994). Le modèle ne considère ni les phénomènes physico-chimiques de détérioration interne ni les propriétés des matériaux, l'approche est purement statistique. Plusieurs méthodes d'investigations sur la fiabilité et la performance des structures ont été tentées, et chacune d'elles présente une limite majeure. Des techniques d'auscultation visuelle, développés en Europe (Belgique, France, Allemagne, Irlande), se fondent sur le jugement de l'ingénieur permettant de décider de la planification de l'entretien nécessaire (BRIME, 2001). Les données d'inspections

peuvent varier de manière significative selon les différents inspecteurs, occasionnant de grandes variabilités sur les résultats des auscultations visuelles (Moore et al., 2001).

Récemment, des stratégies d'auscultations plus approfondies de surveillance ont été développées. C'est le cas en France où des techniques innovantes pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art à travers des routines d'inspections visuelles plus détaillées ont été élaborées dans un Programme Image Qualité Ouvrages d'Art IQOA (Orcesi & Cremona, 2011). L'inspecteur ausculte le parement au-delà d'un contact visuel pour détecter des défauts, lorsque l'état d'un ouvrage est douteux ou défectueux, afin de mieux connaître l'état réel d'un ouvrage et aboutir à un diagnostic de sa pathologie. Ce type d'auscultation est introduit dans une démarche d'inspections ciblées visant à avoir une approche préventive pour anticiper l'apparition de désordres dus à la corrosion ou autres. En Suisse, l'analyse des risques de la défaillance d'un élément sur la sécurité structurale a été introduite dans les évaluations (Bertola & Brühwiler, 2021).

Dans la littérature, il est possible de trouver de nombreuses études qui ont porté sur la gestion indépendante des ponts (Moghtaderi-Zadeh & Kiureghian, 1983). Cependant, la gestion de la maintenance est généralement planifiée par les institutions et les agences qui ont la charge de réseaux de transport entiers ou, au moins, de plusieurs ponts. Si elle permet d'identifier le processus de dégradation des structures et modéliser les opérations d'entretiens, elles traitent moins sur la priorisation des activités de maintenance sur le réseau routier dans son ensemble (Frangopol & Bocchini, 2012). La plupart des techniques d'analyse probabiliste des réseaux proposées dans la littérature supposent une indépendance totale de l'état de service entre différents ponts (Peeta et al., 2010).

Des chercheurs ont déjà montré que les considérations du réseau dans son ensemble peuvent modifier les stratégies de gestion (Dalziell & Nicholson, 2001). D'autres chercheurs (Orcesi & Cremona, 2010) ont montré qu'il est crucial de déterminer dans le réseau de transport des stratégies de maintenance optimales à l'échelle du réseau de transport considérant les intérêts des usagers et du propriétaire du pont séparément et/ou simultanément.

Ainsi, au fil des années, le déficit d'entretien cumulé augmente et il est de plus en plus difficile et coûteux de redresser la situation. Les sources des insuffisances de ces modèles se résument par :

- a. La méthode utilisée pour prédire les performances des ouvrages est le plus souvent l'inspection visuelle. Elle ne peut pas être utilisée pour prédire les états de conditions futurs pour les scénarios de risque où il n'y a aucune indication visuelle de l'état actuel des ponts. Par exemple, une flexion des poutres de béton peut indiquer que le pont risque d'être surchargé. Toutefois, il se peut qu'il y ait peu ou pas d'indication visuelle pour savoir si un pont sera ou non capable de fonctionner correctement dans le futur dû à la corrosion interne des armatures. Un pont qui a un excellent état structural en ce

qui concerne les charges de service nominales peut souffrir d'une congestion accrue et avoir un risque élevé d'être dépassé par la charge du trafic aux heures pointe en raison de la fermeture d'un autre pont du réseau. L'approche de gestion indépendante des ouvrages signifie que la décision d'intervenir ou non sur un pont dépend uniquement de ce pont. Dans les conditions de la Figure 8, la probabilité que les ponts 1 et 3 soient affectés simultanément est négligée.

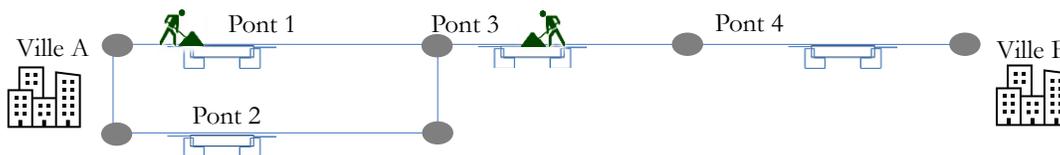


Figure 8. Défaillance simultanée de ponts sur le réseau

Lorsque les ponts 1 et 3 sont classés dans le même état basé sur l'inspection visuelle et sont susceptibles de présenter une défaillance, sur le pont 3 se trouve une route principale, qui est parcourue par un grand nombre de véhicules, et le pont 1 sur une route secondaire, parcourue par un petit nombre de véhicules, la stratégie de gestion doit réparer le pont sur la route principale, car il est probable que les coûts économiques associés à un service inadéquat soient plus importants pour les usagers. Si un niveau adéquat de service est supposé, cette différence entre les ponts ne peut être déterminée et la stratégie de gestion ne peut pas être trouvée.

En raison des performances insuffisantes et simultanées des états de condition des ponts du réseau, l'ordre des interventions dépend en général de la probabilité que le service d'un pont soit insuffisant, alors qu'il n'est pas nécessairement toujours plus avantageux de réparer les ponts avec la plus grande probabilité d'un service inadéquat. Par exemple, lorsque le service offert de deux ou trois ouvrages est critique, il est encore plus avantageux de réparer les ouvrages ayant une intervention unique que de réparer ceux nécessitant des interventions multiples. Cette comparaison indique que la réduction de la probabilité d'insuffisance d'un ouvrage peut augmenter la réduction possible des coûts additionnels probables en diminuant la probabilité d'un service inadéquat d'un autre pont (Adey, 2002).

1.4 Modèles de prédiction de la détérioration

Différents modèles de prédiction de la détérioration ont été développés au cours des quatre dernières décennies (par ex. Stadium, Ms Diff, Masi, Shin, Schmidt-Döhl, TransChlor®, ClincConc, Meijers, Saetta et Ishida). Ces modèles ont des conditions de bords simplifiés et la plupart ne considèrent pas les conditions d'expositions réelles des structures sous l'action du microclimat et des actions environnementales. Le modèle TransChlor® prend en considération ces composantes (Conciatori, Laferrière, et al., 2010). Un modèle de détérioration permet d'approximer et de prévoir un processus de vieillissement d'une structure proche de la réalité. Les états actuels et futurs d'une structure sont associés à divers degrés d'incertitude (Frangopol et al., 2004). Chaque

modèle de détérioration prédira ou extrapolera les performances futures de la structure en question en relation avec ses propriétés de matériau en fonction de l'état existant. Le béton est un matériau basique (pH supérieur à 12,5), vulnérable aux attaques par les ions agressifs dans l'ambiance humide. Ceux-ci réagissent avec les composés calciques du béton et donnent naissance au sel de calcium de l'acide corrodant qui se renouvelle indéfiniment et constitue un facteur potentiel de l'agressivité du béton. Ce processus complexe altère les propriétés structurales du béton et conduit à sa dégradation progressive (CSTC, 2004). Le Tableau 5 et le Tableau 6 présentent respectivement l'influence des agents agressifs (ions) à l'état gazeux et liquide dans le béton ordinaire.

Tableau 5. Influence des ions (gaz) sur des échantillons de béton ordinaire en fonction de différents teneurs en eau (Zhang, 2012)

<i>Agents agressifs</i>	<i>Teneur en eau (%)</i>		<i>≥ 75%</i>	<i>60-75%</i>	<i>≤ 60%</i>
	<i>Concentration (mg/m³)</i>				
Cl ₂	1-5		Léger	Léger	Pas d'influence
	0,1-1		Pas d'influence	Pas d'influence	Pas d'influence
HCl	1-15		Moyenne	Léger	Pas d'influence
	0,05-1		Léger	Léger	Pas d'influence
NO ₂	5-25		Moyen	Léger	Pas d'influence
	1-10		Léger	Pas d'influence	Pas d'influence
H ₂ S	10-10000		Léger	Léger	Pas d'influence
	1-10		Léger	Pas d'influence	Pas d'influence
HF	10-50		Pas d'influence	Pas d'influence	Pas d'influence
	10-200		Léger	Léger	Pas d'influence
SO ₂	1-10		Léger	Pas d'influence	Pas d'influence

Grâce aux modèles du mécanisme de transfert de masse, dont l'objectif était de prédire l'évolution temporelle et spatiale de la pénétration de contaminants dans le sol, la diffusion des agents pathogènes (ions) dans les structures en béton a été mise en évidence. Ces premiers modèles considèrent une seule équation de transport permettant de calculer le profil de la concentration d'une seule espèce ionique, suivant les mécanismes et lois de la diffusion, la dispersion, l'advection et des réactions chimiques des ions (É. Samson, 2005). Ces processus s'opèrent à l'issue de l'agitation thermique induisant des collisions aléatoires entre les particules, ayant pour effet de les disperser vers des régions de la solution où la concentration est plus faible.

Tableau 6. Influence des ions (liquides) sur des échantillons de béton ordinaire (Zhang, 2012)

Agent agressif (unité)	Concentration	Agressivité
H ⁺ (pH)	1-3	Sévère
	3-4,5	Moyenne
	4,5-6	Légère
CO ₂ (mg/L)	> 40	Légère
SO ₄ ²⁻ (mg/L)	> 4000	Sévère
	1000-4000	Moyenne
	250-1000	Légère
Cl ⁻ (mg/L)	> 5000	Sévère
	500-5000	Moyenne
	<500	Légère
Mg ²⁺	> 4000	Sévère
	3000-4000	Moyenne
	1500-3000	Légère
NH ₄ ⁺ (mg/L)	> 1000	Sévère
	800-1000	Moyenne
	500-800	Légère
Na ⁺ /K ⁺ (mg/L)	50000-100000	Légère
	<50000	Pas d'influence

À ce stade du processus, la charge électrique des ions influence le comportement diffusif qui se modifie à la suite du couplage électrique entre les ions et l'activité chimique de la solution (Helfferich, 1995; T. Zhang & GjØrv, 1996). Ces phénomènes ont été modélisés par la loi de Nernst-Planck (Helfferich, 1995) qui donne le flux de l'ion i par l'Équation (1) :

$$j_i^{diff} = -D_i \cdot grad(c_i) - \frac{D_i \cdot z_i \cdot F}{R \cdot T} \cdot c_i \cdot grad(\varphi) - D_i \cdot c_i \cdot grad(\ln(\gamma_i)) \quad (1)$$

Où :

j_i^{diff}	: Flux de diffusion de l'ion i	D_i	: Coefficient de diffusion de l'ion i
c_i	: Concentration	T	: Température
z_i	: Valence de l'ion i	φ	: Potentiel électrochimique
F	: Constante de Faraday	j_i	: Activité chimique
R	: Constante des gaz parfaits		

Lorsque le coefficient de diffusion, la porosité et la masse volumique sont temporellement constants, la concentration des ions obtenue par le transport de diffusion sur une profondeur déterminée est traduite par une solution analytique simplifiée par l'Équation (2) (Collepari et al., 1970; Sandberg, 1996):

$$C_{x,t} = C_i + (C_s - C_i) \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{D_a(t-t_{ex})}}\right) \quad (2)$$

- $C_{x,t}$: Concentration en chlorure à une profondeur x et un temps t [mol/m^3]
 C_i : Concentration en chlorure au temps $t = 0$ dans le béton égal à 0 [mol/m^3]
 C_s : Concentration en chlorure au bord de la surface considérée constante [mol/m^3]
 x : Position depuis la surface libre dans le béton d'enrobage [m]
 D_a : Coefficient de diffusion du chlore dans les interstices du béton [m^2/s]
 t : L'âge de la structure [s]
 t_{ex} : L'âge de la mise à l'exposition [s]
 erfc : Fonction d'erreur connue (connus aussi par la fonction d'erreur de gauss)

L'analyse de cette fonction montre que des phénomènes tels que l'état de saturation du béton et l'absorption capillaire ne sont pas pris en considération. Or ces phénomènes sont importants et permettent la visualisation de l'agression du béton pendant le processus du mouillage/séchage. Ces premiers modèles utilisent des conditions de bord simplifié (Costa & Appleton, 1999), par exemple avec une concentration de chlore constante dans le temps. Les paramètres des modèles sont obtenus par ajustement et le couplage électrique et l'activité chimique sont négligés. Le processus de dispersion s'explique par l'écoulement de l'eau dans le béton sous l'effet d'un gradient de pression ou de charge hydraulique, il s'effectue avec des variations locales de vitesse d'écoulement au niveau des pores. La diffusion et la dispersion simultanées concourent à la dispersion hydrodynamique, et le processus de dispersion des contaminants augmente proportionnellement avec l'accroissement de la vitesse d'écoulement. Lorsque les vitesses d'écoulement sont faibles, la diffusion est dominante. Dans beaucoup de modèles de transport d'ion, on néglige la diffusion au profit de la dispersion. Le flux dispersif est exprimé de manière similaire au flux diffusif par l'équation (3) (Bear & Bachmat, 1991):

$$j_i^{dis} = -D^d \cdot \operatorname{grad}(c_i) \quad (3)$$

Où :

- j_i^{dis} : Flux de dispersion de l'ion i
 D^d : Coefficient de dispersion de l'ion i
 (c_i) : Concentration de l'ion i

Le mécanisme de transfert des ions contaminants par advection considère que le matériau est saturé, et le transport du fluide s'opère sous l'action d'un gradient de pression ou de charge hydraulique dans le matériau poreux. Dans cette hypothèse, le fluide obéit à la loi de Darcy (Hall, 1994; É. Samson, 2005). C'est le cas des barrages ou des structures immergées, par exemple. Le niveau de saturation du matériau peut changer selon

l'exposition en fonction des différents cycles de mouillage et de séchage et le transport du fluide qui s'effectue sous l'action des forces capillaires dans le cas où le matériau n'est pas saturé. La loi de Darcy donne la portion du flux ionique reliée à l'advection par l'équation (4) :

$$j_i^{adv} = c_i \cdot v \quad (4)$$

Où

j_i^{adv} : Flux d'advection de l'ion i

c_i : Concentration de l'ion i

v : Vitesse de l'ion i

Plusieurs modèles utilisent actuellement les méthodes multi ioniques, on peut citer le modèle Stadium®. Dans ces conditions, la diffusion thermique et les activités chimiques des ions sont considérées dans l'établissement du flux de diffusion de l'ion par l'équation (5) (Costa & Appleton, 1999).

$$J_i^{multi} = -D_i w grad(c_i) - \frac{D_i Z_i F}{RT} w c_i grad(\varphi) - D_i w c_i grad(\ln \gamma_i) - \frac{D_i c_i \ln(c \gamma_i)}{T} c_i grad(T) - D_w c_i grad(w) \quad (5)$$

Où :

J_i^{multi} : Flux de diffusion de l'ion i

F : constante de Faraday

D_i : Coefficient de diffusion de l'ion i

R : Constante des gaz parfait

w : Teneur en eau

T : Température

c_i : Concentration de l'ion i

φ : Potentiel électrochimique

Z_i : Valence de l'ion i

γ_i : Activité chimique

Le modèle TransChlor® tient compte des conditions d'exposition à la chaleur (la température), l'humidité relative de l'air, la concentration de chlore de la solution en contact avec le béton et la carbonatation qui est fonction du lieu géographique. Ce modèle à l'avantage d'obtenir des profils des chlorures pour lesquels les autres modèles simplifiés qui ajustent les paramètres de façon empirique n'arrivent pas à satisfaire. La détérioration par la migration du chlore établi par TransChlor® prend en considération les données environnementales et la succion capillaire comme condition de bord (Conciatori et al., 2008; Denarié et al., 2003), qui n'étaient pas encore prises en compte dans les modèles développés ultérieurement. Trois classes d'exposition sont considérées par ce modèle : soit à l'eau stagnante (liquide-S), ou brouillard (vapeur-B) et aux éclaboussures-E présentées sur la Figure 9. Dans cette condition l'entrée d'eau par capillarité et le transport du chlore ont été validés par des essais de laboratoire.

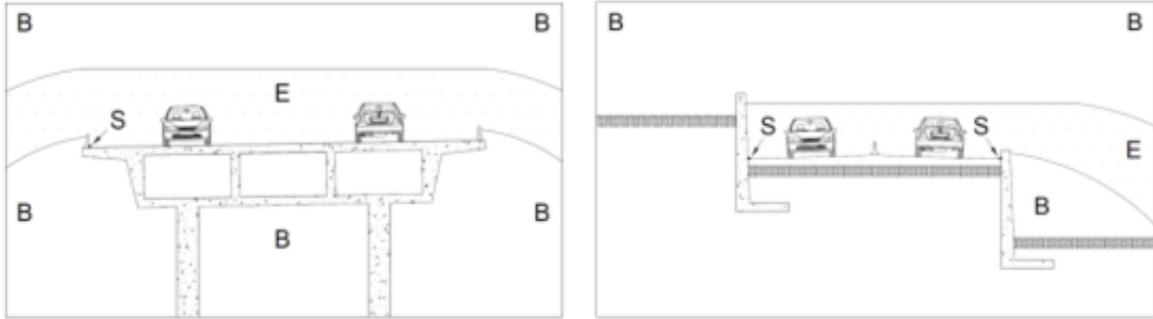


Figure 9. Classes d'exposition du modèle TransChlor (Conciatori, 2005)

Un modèle probabiliste offre un moyen de prendre en considération les aspects non déterministes de la problématique de la corrosion, telle que la variation spatiale de la perméabilité et de l'épaisseur du béton d'enrobage ainsi que la variation de la résistance des aciers d'armature aux ions chlorure. Actuellement, ces aspects non déterministes sont révisés et validés en tenant compte de l'analyse expérimentale sur des échantillons prélevés sur les ponts à l'étude. Ce qui améliore considérablement les pronostics d'évaluation des détériorations par corrosion des structures (Wolofsky et al., 2015). Malgré une grande quantité de recherche portant sur les critères d'optimisation des décisions de maintenance ou de remplacement d'un actif de grande envergure (Adkins & Paxson, 2011) très peu d'études ont appliqué ces méthodes innovatrices aux infrastructures (Garvin & Cheah, 2004). Les approches de ces modèles reposent sur les différentes modalités d'état que peuvent prendre les ouvrages qui se dégradent dans le temps. Ces différents niveaux d'état, soit bon, moyen, satisfaisant ou mauvais, sont incorporés dans des modèles mathématiques pour prédire le passage d'un état à l'autre et caractériser l'évolution de l'état de condition de chacune des structures.

En Amérique du Nord particulièrement, les défis d'un hiver froid et rigoureux, où les épandages des sels déglaçant sont les plus importants, les travaux de réparation atteindront un niveau élevé au cours des prochaines années. Sachant que les facteurs mécaniques exercent une grande influence sur le comportement et la durabilité des infrastructures, la détérioration des éléments en béton armé est le plus souvent imputable à la corrosion des armatures induite par la pénétration des ions chlorures dans le béton d'enrobage. Par exemple, Vézina (1998) estimait que 25% des ouvrages en béton armé du ministère des Transports du Québec étaient affectés, à divers degrés, par ce type de dégradation. (F. Paradis et al., 2006). Les effets et conséquences de la corrosion sont divers et peuvent être représentés par la Figure 10.

1.5 Initiation de la corrosion par les chlorures

Le processus de corrosion a plusieurs effets couplés : fissuration longitudinale du revêtement en béton due à des produits de corrosion expansifs; réduction de la section transversale de l'acier; et la dégradation de la liaison

acier-béton. En conséquence, la durée de vie et la capacité des éléments structuraux à supporter les charges sont considérablement réduites.

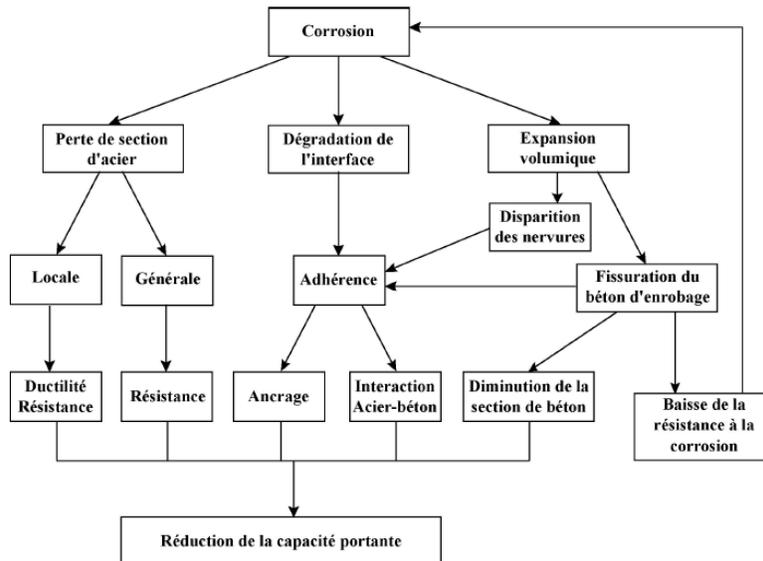


Figure 10. Effets de la corrosion sur le comportement structural des structures (FIB, 2000)

Des études menées ces dernières décennies estiment que la plupart des ouvrages sont affectés, à divers degrés, par ce type de dégradation (F. Paradis et al., 2006). Lorsque les aciers sont noyés dans le béton frais, la solution alcaline des pores du béton produit une oxydation rapide en surface de l'acier pour former une couche d'oxyde, appelé film passif. Ce phénomène, appelé passivation, n'arrête pas la réaction de corrosion, mais ralentie notablement la vitesse de corrosion (Rosenberg A., Hansson C.M., Andrade C 1989, Poursaei 2016). La perte partielle ou totale de la couche passive, appelée dépassivation, entraîne la corrosion active des barres d'armature dans le béton. Cependant, les structures nordiques sont soumises à des conditions environnementales sévères impliquant la pénétration d'agents agressifs tels que les chlorures.

Dans le cas de la corrosion induite par les chlorures, la réaction débute lorsque la concentration en chlorure près des armatures atteint un seuil critique. Ce seuil varie et dépend de plusieurs facteurs, tels que : les proportions du mélange de béton, le type de ciment, la teneur en C_3A du ciment, les matériaux mélangés, le rapport eau/ciment, la température, l'humidité relative, l'acier et les sources de pénétration des chlorures, entre autres (Alonso et al., 2000). Le seuil est généralement présenté comme une teneur totale en chlore (c.-à-d. chlorures liés et libres) trouvée dans le matériau exprimée par rapport au poids de ciment (Glass & Buenfeld, 1997). D'autres auteurs préfèrent exprimer la concentration limite comme un ratio entre la concentration en chlorure libre (trouvée dans la solution) et les ions hydroxyde (OH^-). Cette dernière méthode semble plus précise, considérant que la réaction de corrosion est sensible au pH de la solution des pores autour des armatures (Hausmann D.A., 1967).

Dans la littérature, on note une absence de concordance pour la définition du seuil d'initiation de la corrosion, que ce soit sur les paramètres déterminants (observation visuelle, potentiel de corrosion ou courant de corrosion), ou sur l'expression du seuil (exprimé en Cl^-/OH^- ratio ou en poids de ciment ou de béton). Certains travaux suggèrent que la concentration critique est influencée par la qualité de l'acier (acier standard, acier avec époxy, acier inoxydable) (Conciatori et al., 2018). Pour un type d'acier, la concentration critique varie significativement selon les auteurs (Alonso et al., 2000). La corrosion de l'acier d'armature dans le béton est un problème sérieux du point de vue de la sécurité et de l'économie et peut affecter potentiellement la durabilité des structures. En raison des problèmes importants que la corrosion des aciers d'armature dans le béton peut engendrer, plusieurs recherches sont menées, afin de limiter les problèmes associés à ce type de dégradation (Keßler et al., 2016; Sohail et al., 2020). Ces projets de recherche ont comme objectif commun le développement de bétons plus durables, et l'amélioration des connaissances sur le comportement des ouvrages exposés à des environnements chimiquement agressifs.

1.6 Mécanisme de la corrosion électrochimique en présence des chlorures

La corrosion de l'acier est une réaction électrochimique, semblable à ce qui se passe dans une cellule galvanique (c.-à-d. une batterie). Elle consiste en la formation d'une (ou de plusieurs) pile(s) électrochimique(s) le long d'une barre d'armature (Kwan & Wong, 2005). En raison de la nature des couches passives des métaux, celles-ci présentent généralement les propriétés électrochimiques d'un semi-conducteur, dont la structure électronique est généralement discutée en termes de bandes d'énergie. Les niveaux les plus occupés et les moins occupés, appelés respectivement bande de valence et bande de conduction (Poursaee, 2016). La conductivité est atteinte par l'occupation de la bande de conduction. Du côté de l'anode, le fer se dissout, le processus est présenté à la Figure 11. Les électrons ainsi relâchés sont consommés à la cathode par la réduction de l'oxygène. Les ions ferreux réagissent ensuite avec les ions OH^- pour former des hydroxydes et à la formation des oxydes suivant : $Fe(OH)_3$, Fe_2O_3 et Fe_3O_4 , expansifs et responsables de la détérioration des structures en béton.

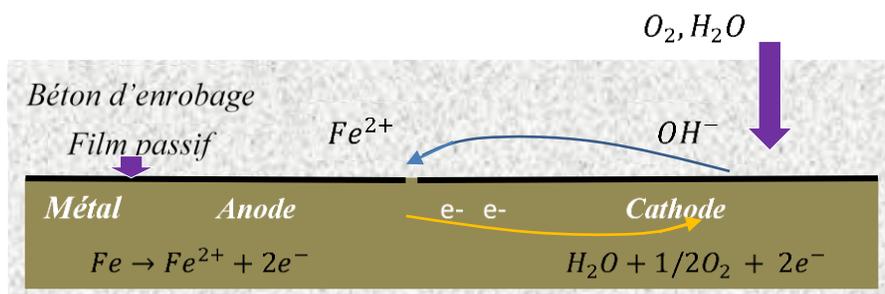


Figure 11. Processus de corrosion électrochimique de l'acier dans le béton adapté de (F. Paradis et al., 2006)

1.7 Couche de passivation

La caractéristique la plus importante de l'hydratation du ciment est que la phase aqueuse acquiert rapidement une valeur de pH élevée après quelques semaines d'hydratation, des valeurs de pH bien supérieures à 13 sont enregistrées dans les pores du béton. Cette solution alcaline produit une oxydation rapide en surface de l'acier pour former une couche d'oxyde appelé film passif ultrafin (<10 nm) qui réduit la vitesse de dissolution de l'acier à des niveaux négligeables à environ 0,1 - 1,0 $\mu\text{m}/\text{an}$ (Poursaee, 2016). On considère généralement que, à ces taux de corrosion passifs, l'acier noyé dans le béton ne serait pas dégradé de manière notable en 75 ans de vie et que le volume de produits de corrosion ne serait pas suffisant pour engendrer des contraintes dommageables dans le béton (C. M. Hansson et al., 2012). Ainsi, le mécanisme principal de protection contre la corrosion dans le béton implique la passivation de l'acier noyé résultant de l'influence des ions hydroxydes chimiquement inhibiteurs (Page & Treadaway, 1982). La protection secondaire contre la corrosion fournie par le béton dense dépend de sa capacité à jouer le rôle de barrière physique contre l'environnement extérieur, limitant ainsi l'accès aux substances pouvant jouer un rôle dans la corrosion. Le béton avec son système de pores continus et sa tendance à former des fissures superficielles, constitue une barrière loin d'être parfaite. Le béton n'est généralement pas efficace pour exclure l'eau, mais cela ne risque pas de causer de problèmes de corrosion à moins que le pH ne soit inférieur à celui requis pour maintenir la passivité.

Comme indiqué dans le diagramme de Pourbaix présenté à la Figure 12 (Pourbaix et al, 1974), le film passif se forme dès que le pH augmente dans le béton lorsque le ciment commence à s'hydrater et se stabilise au cours de la première semaine pour protéger l'acier de la corrosion active, au niveau des pH typiques du béton (Rosenberg A., Hansson C.M., Andrade C 1989, Broomfield 2003). Cependant, la pénétration des chlorures compromet localement la stabilité du film passif et accélère la réaction de corrosion (Refait et al., 1998).

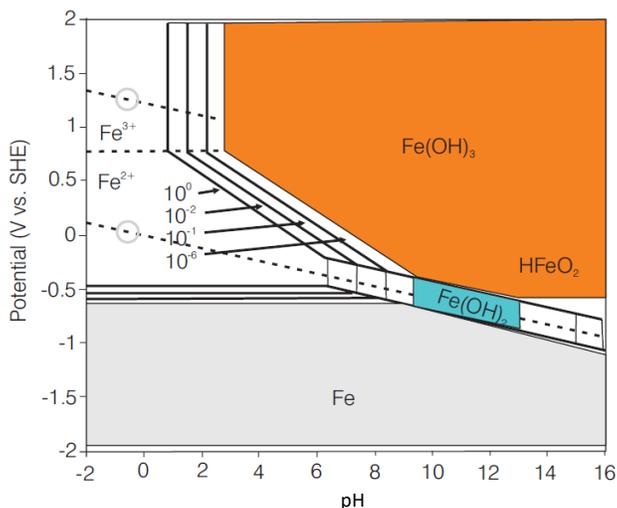
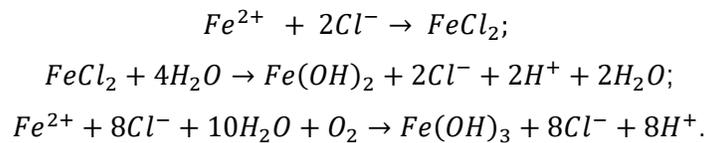


Figure 12. Diagrammes de Pourbaix, fer métallique stable (région grise); corrosion active (zones blanches); métal passivé (zones bleues et orange). (Pourbaix et al 1974)

1.8 Dépassement de l'acier

Le film passif n'est pas stable dans les solutions de pH inférieurs à environ 9. Le béton est à la fois perméable, ce qui permet l'entrée des chlorures en particulier, ou d'atmosphères marines, et réactives, permettant aux gaz acides, le CO_2 , de neutraliser la solution des pores en général. Des recherches ont été menées sur la formation et la dégradation de la couche passive. Il a été observé que l'état d'oxydation de la couche passive du fer varie d'une couche à l'autre. On suppose que la couche externe principalement composée d'hydroxydes de fer (Fe^{3+}) est non protectrice et que la couche d'oxyde interne adjacente à l'acier riche en (Fe^{2+}) est protectrice (Ghods et al., 2009). En présence des chlorures le rapport Fe^{3+} / Fe^{2+} augmente par une série de réactions chimiques :



En conséquence, les couches de film d'oxyde protectrices diminuent jusqu'à la rupture (Gunay et al., 2013), accélérée par la présence des chlorures présentés à la Figure 13. On a émis l'hypothèse que lorsque les chlorures diffusent à travers la couche externe non protectrice et entrent en contact avec la couche interne, ils convertissent certains oxydes/ hydroxydes (Fe^{2+}) en oxydes/hydroxydes (Fe^{3+}) réduisant le caractère protecteur de la couche interne (Ghods et al., 2009; Gunay et al., 2013). De nombreux auteurs ont signalé différents seuils pour la dépassement de l'acier d'armature, avec en moyenne un ratio Cl^{-} / OH^{-} variant de 0,20 à 3,00 (Alonso et al., 2000).

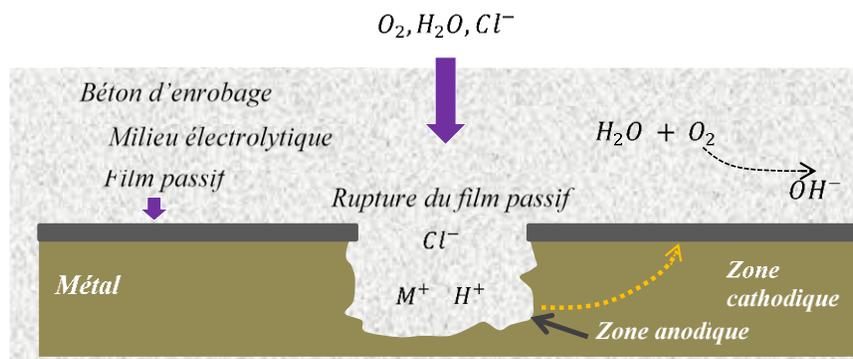


Figure 13. Mécanisme de la corrosion électrochimique en présence de chlore adapté de (Bensafir, 2010)

Le mécanisme par lequel les chlorures décomposent le film passif n'est pas entièrement compris, principalement parce que le film est trop mince pour être examiné et que les événements se produisent à l'intérieur du béton. Une hypothèse est que les chlorures s'incorporent au film passif et réduisent sa résistance. Cette incorporation

n'est pas uniforme. Lorsqu'elle se produit, elle permet une réaction plus rapide et la création d'une zone anodique où la corrosion se poursuit tandis que l'acier restant reste passif. Une deuxième hypothèse est que les ions Cl^- "entrent" en concurrence avec les anions OH^- pour se combiner avec les cations Fe^{2+} . Comme les ions Cl^- forment des complexes solubles avec les ions Fe^{2+} , il ne se forme pas de film passif et le processus stimule la dissolution du métal. Les complexes de chlorure de fer solubles se diffusent loin de l'acier et se décomposent ensuite.

Des auteurs utilisent l'inspection visuelle et identifient la dépassivation avec l'apparition de taches de rouille sur la surface de l'acier (M. Thomas & Matthews, 1990). D'autres associent la dépassivation à un certain niveau au potentiel de corrosion. Parmi ceux-ci, certains utilisent la détection de l'augmentation du courant galvanique comme indicateur de dépassivation et d'autres utilisent la mesure directe du taux de corrosion pour indiquer la perte de passivité (Reou & Ann, 2009). En outre, dans plusieurs cas, les tests effectués pour déterminer la valeur seuil ont été réalisés non pas dans un potentiel de corrosion «libre», mais dans des conditions potentiostatiques (C.M. Hansson, B. Sorensen, 1988) ou par polarisation anodique (V.K. Gouda 1970). Une fois le film passif décomposé, le taux de corrosion est contrôlé soit par la cinétique des réactions anodiques ou cathodiques, soit par la résistance au flux de courant entre le site anodique et le système cathodique à travers le béton.

Ainsi la rupture du film passif est effectuée d'où l'initiation de la corrosion et la corrosion active se produit à des vitesses pouvant atteindre plusieurs mm/an, et c'est ce processus qui est à l'origine de la majeure partie de la dégradation structurale du béton armé. Selon le modèle de Tuutti, la corrosion du ferrailage peut être divisée en deux phases présentées à la Figure 14 : (1) la phase d'initiation au cours de laquelle les chlorures pénètrent de la surface du béton à l'armature en acier jusqu'à ce qu'il soit dépassivé, et (2) la phase de propagation pendant que le ferrailage corrode activement (Tuutti, K 1982).

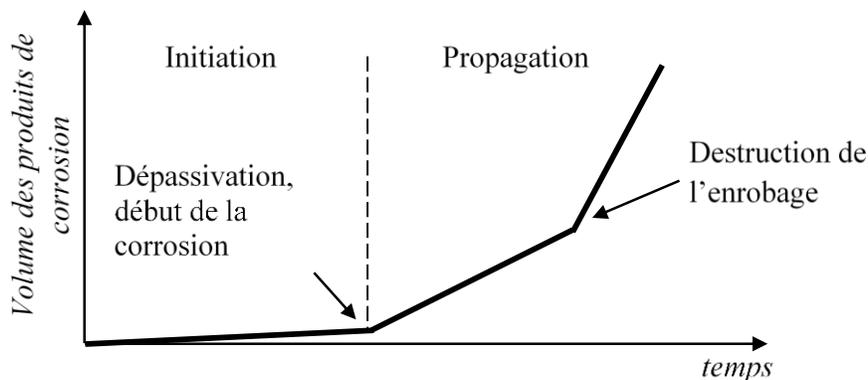


Figure 14. Période d'initiation et de propagation de la corrosion (Tuutti, 1982)

Les modèles de prédiction de la détérioration existants sont basés sur le même concept, à savoir prédire l'évolution dans le temps de la teneur en chlorure au niveau de l'acier et en comparant ce résultat numérique à la teneur critique en chlorure pour l'initiation de la corrosion (Angst, 2019). Les chlorures dans le béton peuvent être dissous dans la solution interstitielle (chlorures libres) ou liés chimiquement et physiquement aux hydrates de ciment et à leurs surfaces (chlorures liés). Seuls les chlorures libres dissous dans la solution interstitielle sont responsables du processus de corrosion (Martín-Pérez et al., 2000). Une rupture localisée de la couche passive se produit lorsque suffisamment d'ions chlorure atteignent les barres d'armature, puis le processus de corrosion démarre. Le niveau de seuil de chlorure définit la quantité de chlorure sur l'acier nécessaire pour maintenir la décomposition du film passif au niveau local, et par conséquent, initier le processus de corrosion (Glass & Buenfeld, 2000). La valeur de ce seuil a fait l'objet de nombreuses études au cours des dernières décennies. On constate une absence de concordance pour la définition de la valeur seuil de chlorure en raison des paramètres déterminants (observation visuelle, potentiel de corrosion ou courant de corrosion), soit sur l'expression du seuil lui-même (sous forme de Cl^-/OH^-) ou le rapport en poids de ciment ou de béton (Alonso et al., 2000). Les données de plusieurs auteurs tirées d'études sur le terrain et en laboratoire sur les mortiers et le béton indiquent que les seuils de chlorure total peuvent varier de plus d'un ordre de grandeur 0,15% à 2,5% en poids de ciment (Glass & Buenfeld, 1997) avec en moyenne un ration Cl^-/OH^- (Annexe E) variant de 0,20 à 3,00 (Alonso et al., 2000).

1.9 Facteurs influençant l'initiation de la corrosion

La composition du ciment joue un rôle déterminant dans la passivation de l'acier en maintenant un pH élevé de l'ordre de 12.5 à 13, en raison de la présence de $Ca(OH)_2$ et d'autres matières alcalines dans le produit d'hydratation du ciment (Ahmad, 2003).

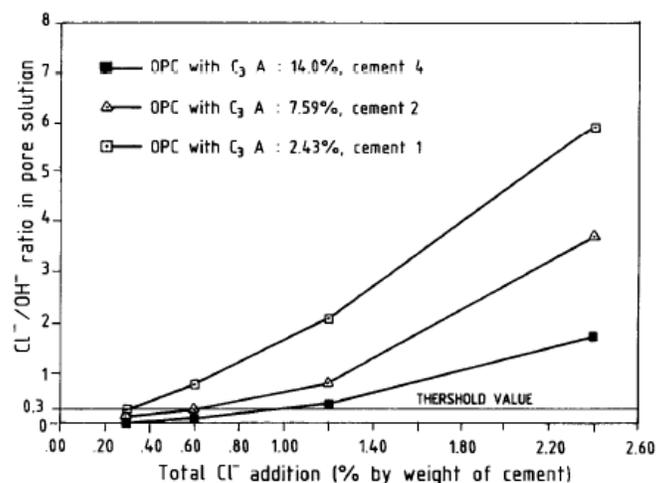


Figure 15. Ratios Cl^-/OH^- dans les solutions de pores de différents ciments pour différents niveaux d'ajout de chlorure (Hussain et al., 1995)

La teneur en C_3A du ciment a un effet bénéfique significatif sur la valeur seuil des chlorures, et la résistance à la corrosion des armatures. Une augmentation de la teneur en C_3A du ciment augmente le seuil de concentration critique des chlorures (Hussain et al., 1995). Dans la Figure 15, les rapports Cl^-/OH^- sont indiqués par rapport aux ajouts de C_3A .

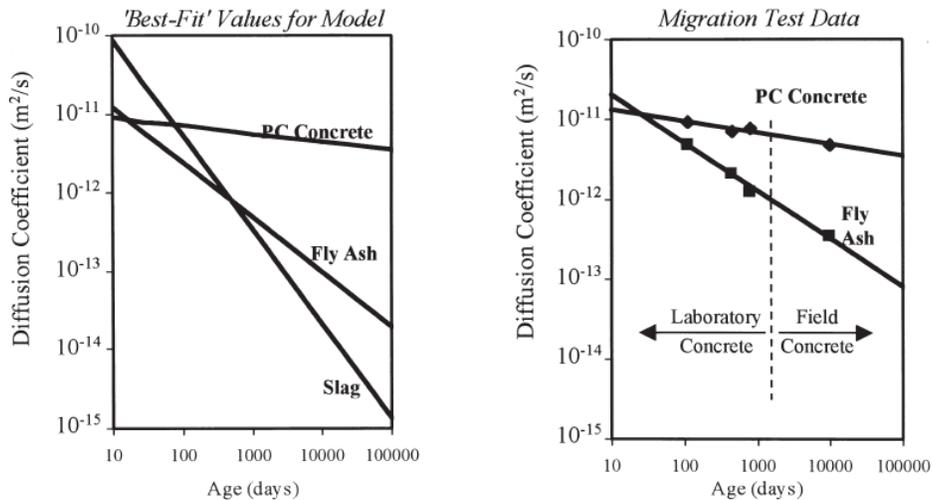


Figure 16. Évolution temporelle du coefficient de diffusion des chlorures cendres volantes et de scories et béton-ciment Portland (M. D. A. Thomas & Bamforth, 1999)

Les données provenant d'études à long terme sur le terrain et en laboratoire sur des bétons exposés à des environnements chlorés ont été analysées à l'aide d'une méthode de transport du chlorure. Les résultats de la Figure 16 montrent que l'incorporation de cendres volantes et de scories peut exercer une influence sur le transport des chlorures dans le béton.

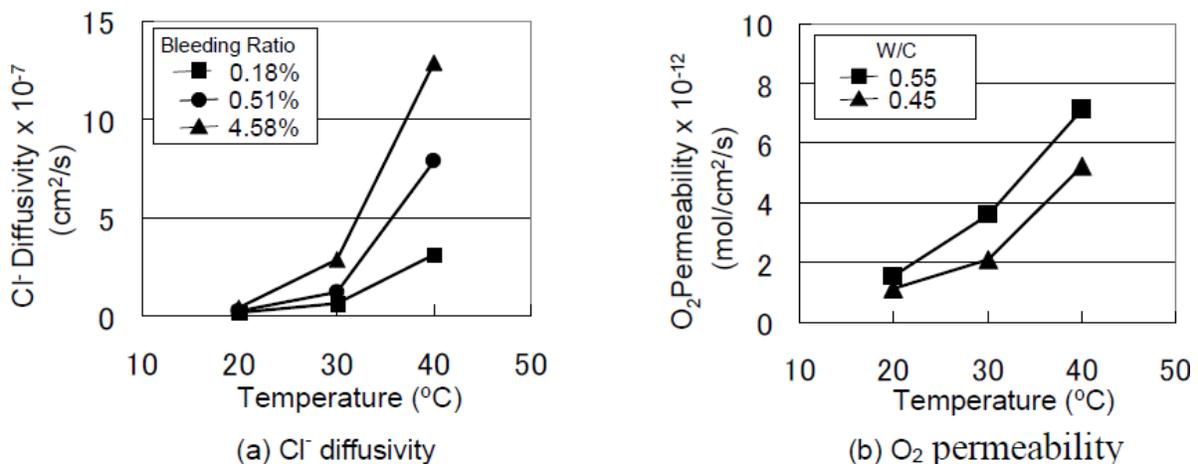


Figure 17. Influence de la température sur la diffusion des substances dans le béton (Otsuki et al., 2009)

L'infiltration de chlorure est ralentie à un taux très réduit dans les cendres volantes et les bétons de scories, ce qui entraîne une augmentation spectaculaire de la durée de vie prévue. Après environ 2 ans, la diffusivité du

béton aux cendres volantes peut être inférieure d'un ordre de grandeur à celui du ciment Portland et diminuer à long terme à deux ordres de grandeur (M. D. A. Thomas & Bamforth, 1999).

Les températures élevées réduisent la résistance à la corrosion en augmentant les taux de pénétration de chlorure et de réaction de corrosion. Les résultats d'études de la Figure 17 montrent que le taux de diffusion des substances et la corrosion des barres d'armatures augmentent avec l'augmentation de la température. Ces phénomènes s'expliquent par la théorie d'Arrhenius basé sur le concept de l'énergie d'activation (Otsuki et al., 2009).

L'humidité relative du milieu environnant est un paramètre pouvant influencer l'initiation de la corrosion (Enevoldsen et al., 1994). Selon Blankwoll A, 1997, elle agit directement sur la conductivité, la résistivité électrique et la diffusion de l'oxygène. Des niveaux très élevés de chlorures peuvent s'accumuler dans le béton, en particulier dans la zone d'éclaboussures des structures marines ou, par exemple, dans les colonnes enfoncées dans le sol qui sont exposées aux écoulements de sel de déglacage ou dans la sous-structure des ponts exposés soit aux écoulements par le haut, soit aux éclaboussures de la chaussée par le bas. À mesure que l'humidité s'évapore de la surface exposée du béton, les sels restent sur la surface de la structure. L'aspiration capillaire de la solution saline de la mer ou du sol dans le béton sec réapprovisionne l'eau et augmente les niveaux de chlorure, et le processus se répète (Hansson et al., 2012). Pour une humidité relative inférieure à 80%, l'oxygène peut atteindre facilement l'armature. Par contre, plus l'humidité relative augmente, et plus la diffusion de l'oxygène est difficile. Ainsi, la valeur optimale d'humidité relative pour la corrosion se situerait autour de 80%. Les différentes normes nationales prévoient des limites différentes pour les chlorures en fonction de l'expérience dans le pays concerné, mais une valeur de 0,5% de Cl⁻ en poids du ciment sec est la valeur la plus courante tel que présenté à la Figure 18.

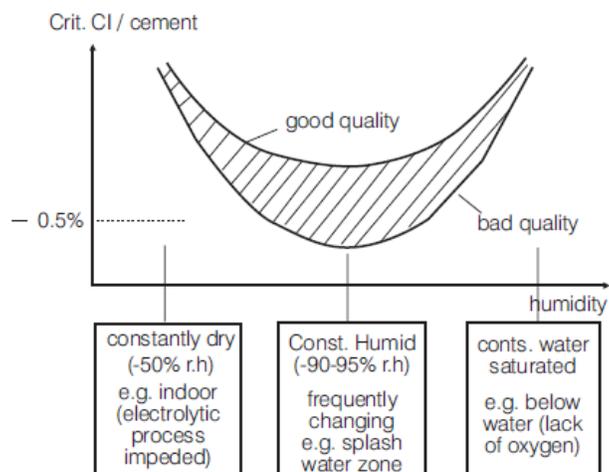


Figure 18. La teneur critique en chlorure du béton pour la corrosion de l'acier d'armature selon les recommandations de la CEB (Comité Euro-International), (CEB, 1985)

Le rapport E/C connu pour contrôler principalement la résistance, la durabilité et la perméabilité du béton, ne contrôle pas en lui-même le taux de corrosion des barres d'armature. C'est la « perméabilité » du béton, qui est fonction du rapport E/C qui affecte la corrosion des barres d'armature. Il a été établi qu'un rapport E/C élevé entraîne également une augmentation du taux de corrosion (Treâpanier, Hope, et Hansson 2001, Vu et Stewart 2000). Par exemple, la Figure 19 montre une augmentation de la teneur en humidité qui peut résulter d'une augmentation du rapport E/C ou de l'exposition à un environnement humide.

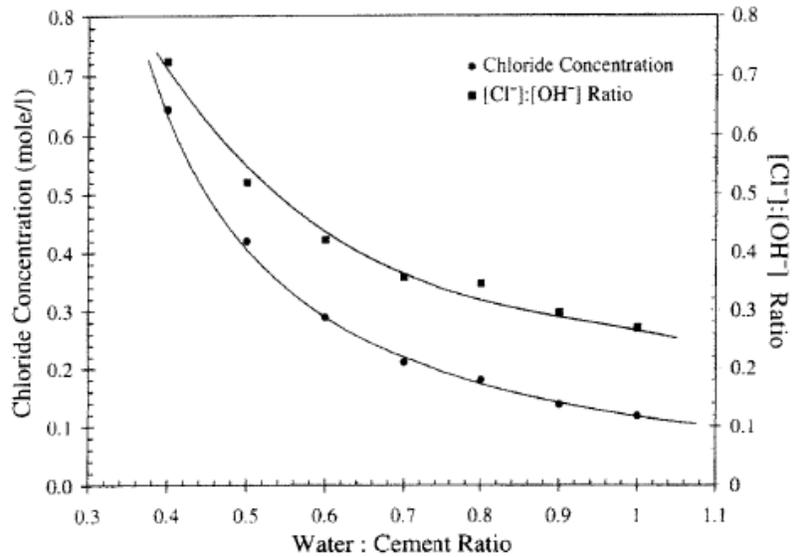


Figure 19. L'effet d'une modification du w/c sur la concentration en chlorure et la concentration en Cl⁻:OH⁻ dans les pâtes de ciment OPC contenant un total de 1% de Cl⁻ ajouté sous forme de NaCl. (J. Tritthart, 1989)

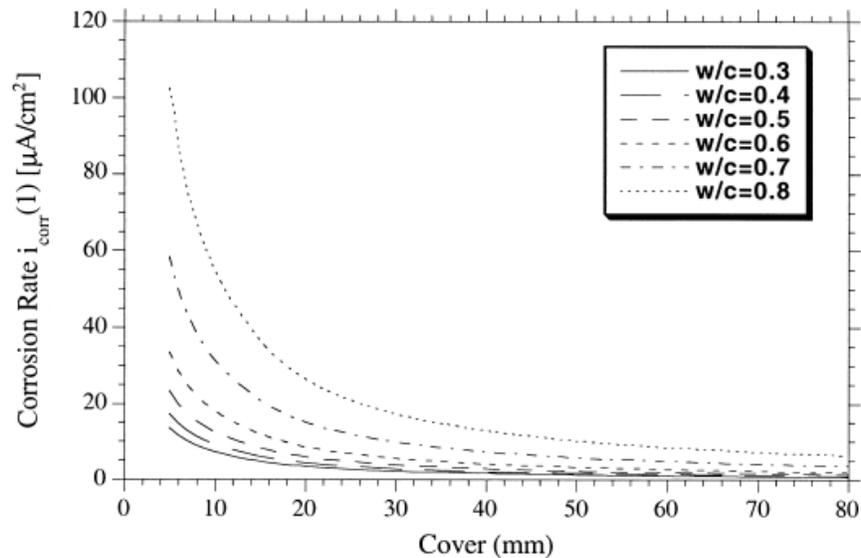


Figure 20. Influence du rapport eau-ciment et de la couverture sur le taux de corrosion (Vu & Stewart, 2000)

Ces changements peuvent également accroître le risque de corrosion par le fait d'une concentration de chlorure plus diluée dans la solution interstitielle (K. Petterson, 1992). La Figure 20 montre également une influence sur le taux de corrosion en fonction de l'enrobage du béton et du rapport E/C (Vu & Stewart, 2000).

L'initiation de la corrosion tient compte des paramètres de qualité du béton et de l'acier. Le temps d'initiation de la corrosion induite par le chlore dépend de la qualité des aciers d'armature des éléments en béton (Ahmad, 2003). Les résultats montrent qu'un taux élevé de barres d'armature en acier de performance (c'est-à-dire acier à résistance améliorée à la corrosion) ou acier inoxydable améliore de manière significative la résistance à la corrosion des éléments en béton (Brühwiler & al, 2001). La Figure 21 présente la concentration critique en ions chlorure pour les trois types de barres d'armature de performance en termes de probabilité d'initiation de la corrosion en fonction de la concentration en ions chlorure libres.

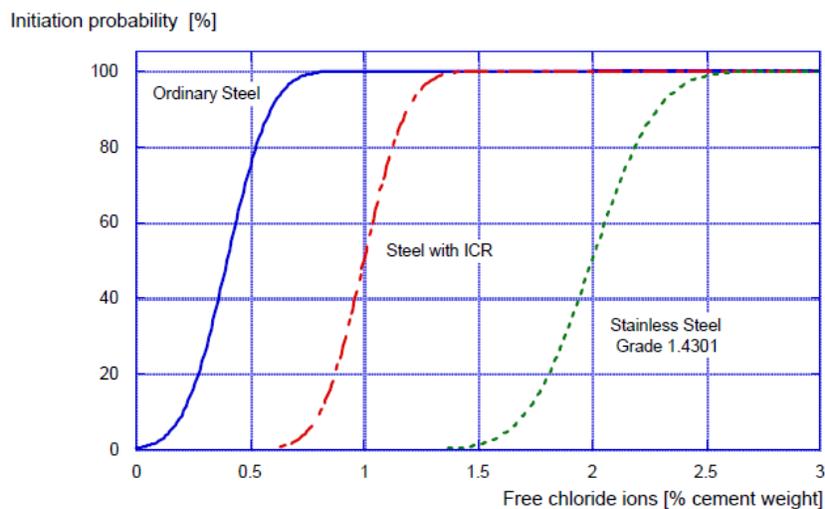


Figure 21. Probabilité d'initiation de la corrosion pour trois types d'aciers différents en fonction de la concentration en ions chlorure libres (Brühwiler & al, 2001)

La structure poreuse du béton joue un rôle déterminant dans le transport de chaleur et de masse, elle favorise la migration des agents agressifs (chlorures, sulfates, carbonates, etc.) dans le substrat du béton.

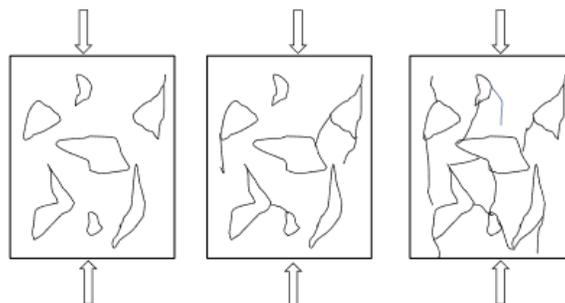


Figure 22. Illustration schématique de la fissuration du béton chargé en compression (d'après Mehta, 1986)

Elle favorise également la progression des microfissures lors des sollicitations mécaniques. La mécanique de rupture du modèle d'endommagement de Mazars montre que lorsqu'un béton est sous chargement mécanique en traction ou en compression, les fissures créées se combinent avec la porosité initiale et donnent naissance aux microfissures telles que présentées à la Figure 22 (Mazars, 1984).

La connexion des microfissures en compression donne naissance aux microfissures qui affectent la rigidité du béton à l'endommagement. La traction fait apparaître une sensibilité aux défauts ainsi qu'une forte instabilité. Plus le diamètre des pores est grand, plus le milieu présente une faible résistance au transport des agents agressifs (chlorures, etc.) dans le béton. La fissuration intergranulaire diminue la tortuosité, et par la suite rend vulnérable le matériau (Choinska, 2006).

La migration des agents agressifs est également liée aux propriétés de transport du béton et aux conditions d'exposition (Conciatori et al., 2002). En plus du rapport E/C qui doit être le plus faible possible pour la caractéristique de résistance mécanique du béton et la réduction de la migration ; les différentes configurations de la connexion des pores et leurs tortuosités influencent le transport des agents agressifs dans le béton. Après l'initiation de la corrosion comme illustrée à la Figure 14, les différents facteurs décrits précédemment influencent le processus de détérioration du béton. La conséquence, la plus néfaste de la corrosion des armatures induite par les chlorures, est l'accumulation de produits de corrosion volumineux, expansifs et insolubles dans le béton présenté à la Figure 23.

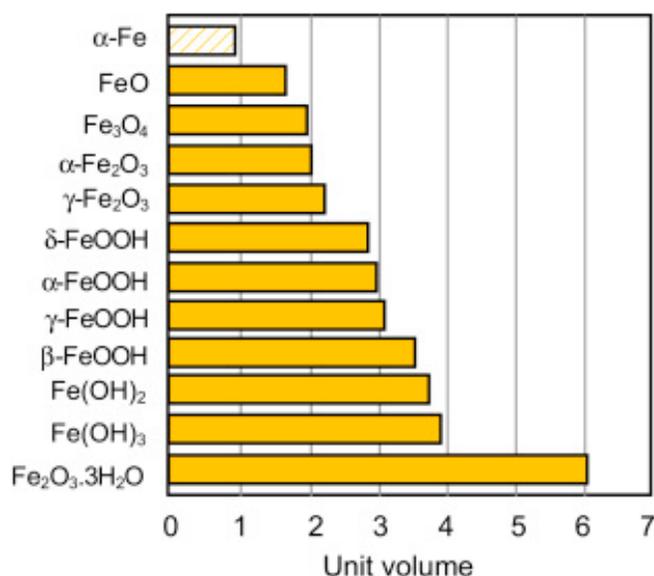


Figure 23. Volume spécifique des produits de corrosion du fer (Poursaee, 2016)

Ce sont ces produits expansifs qui entraînent des tensions internes et, finalement, la fissuration, l'écaillage, la désagrégation ou le délaminage de l'enrobage du béton. Il est évident qu'une fois que ces dommages sont

visuellement apparents, l'armature est sujette à une nouvelle attaque corrosive très rapide, car l'accès à l'oxygène et à l'humidité n'est plus limité par la diffusion à travers l'enrobage du béton (Hansson et al., 2012). Ainsi, le degré de dommage causé au béton par un certain degré de corrosion dépendra des produits de corrosion spécifiques formés et de leur répartition dans l'enrobage du béton, ainsi que de la porosité et de la résistance du béton lui-même. Les produits de corrosion sont de la rouille, c'est-à-dire du $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{H}_2\text{O}$, ces produits de corrosion sont plus de six fois plus volumineux que l'acier à partir duquel ils sont formés. Par conséquent, ils sont responsables des contraintes dans le béton.

La durée de vie des structures en béton dépend de l'action protectrice exercée par le béton d'enrobage contre la sensibilité de l'armature à l'environnement corrosif. Selon le niveau d'oxydation du fer métallique, l'expansion de volume est principalement responsable de la pression radiale expansive à l'interface acier-béton, ce qui aboutit à la fissuration du béton d'enrobage. Cette fissuration du béton d'enrobage est responsable de la perte de la durée de vie des structures affectées par la corrosion (Bhargava et al., 2005). Le taux de corrosion est fonction de la teneur en chlorure, la température, la profondeur des armatures, la résistance ohmique du béton et du temps de corrosion après initiation (Y. Liu, 1996).

Grâce aux auscultations visuelles de l'état des structures, on détecte uniquement les défauts externes comme les fissures, la désagrégation et l'éclatement. Les fissures internes ou la corrosion des barres d'armature demeurent invisibles. Les modèles de détériorations permettent de s'affranchir des limites de l'inspection visuelle. Ces modèles sont axés sur les techniques d'évaluation non destructive basée sur l'analyse numérique en fonction des caractéristiques du béton et de l'exposition réelle des ouvrages à l'action du microclimat.

Dans cette recherche, l'évaluation de l'état des ponts à l'étude par l'inspection visuelle a été affinée par l'introduction d'un modèle de prédiction non linéaire de la détérioration TransChlor® (Conciatori et al., 2018).

Ces concepts de durabilité et de résilience des systèmes d'infrastructure sont importants pour la collectivité. Par conséquent, ces deux concepts doivent être intégrés dans l'évaluation des infrastructures pour déterminer avec précision les critères de performance d'une infrastructure (Lounis & McAllister, 2016). Cela permet de prendre en compte le risque acceptable de défaillance du service afin de minimiser les conséquences associées aux différents états limites tels que : les accidents, les interruptions de service aux usagers et les coûts de réparation (Adey et al. et al., 2003).

Conclusion

Le développement des systèmes de gestion de l'entretien des ponts a évolué. Elle a fait l'objet d'améliorations importantes depuis son introduction en tant que méthode de maintenance des parcs d'infrastructures de ponts. Au regard des données disponibles dans la littérature, les systèmes de gestion actuelle d'ouvrages présentent

des limites. Ces techniques de gestion demeurent insuffisantes pour qu'elles puissent être utilisées dans le cas de trafic important sur le réseau routier et pour sa gestion intégrée. L'inspection visuelle a de nombreux avantages dans les évaluations de la condition d'état des ouvrages et la planification de la maintenance. Cependant la méthode a notamment prouvé ses limites. Ce qui ne permet pas l'anticipation et la hiérarchisation des activités de maintenance en tenant compte de l'impact sur le réseau routier. L'exclusion des détériorations internes au sein du matériau lors de l'inspection visuelle signifie qu'il est impératif de procéder à une caractérisation plus approfondie du matériau, en particulier sur la base des essais non destructifs. Les progrès de la technologie de gestion assistée par ordinateur continuent d'améliorer la collecte des données sur l'état des structures et optimiser le niveau de performance des actifs. Grâce au modèle de détérioration existant, il est évident que des recherches approfondies sont nécessaires pour une évaluation succincte de la détérioration. Ce projet de recherche a pour but d'allier la méthode traditionnelle de l'inspection visuelle au modèle de prédiction de la détérioration des structures, d'une part, et la transition de la gestion indépendante à la gestion intégrée des ouvrages en béton du réseau routier d'autre part pour améliorer la performance et l'état des structures du parc d'infrastructures d'un réseau routier.

Chapitre 2 Méthodes et approches

Ce chapitre vise à guider le lecteur au travers des prochains chapitres, à donner les concepts de base de ce travail, à alimenter les processus d'analyse, les modèles utilisés, etc. Prenons l'analogie de Google Map, l'idée de base de tout ce qui suit est de travailler avec une approche multiéchelle, c'est-à-dire au travers essentiellement de 3 échelles. La première, le plus grand zoom, est d'observer l'état au niveau d'un élément de l'ouvrage. La deuxième constitue de rassembler tous les éléments pour former une structure, soit un pont, un tunnel, un mur de soutènement, etc., il s'agit alors de dézoomer légèrement. Puis le regard se fait d'encore plus loin et, cette fois, c'est un réseau qui apparaît avec plusieurs structures liées par des routes formant un réseau (Figure 24).

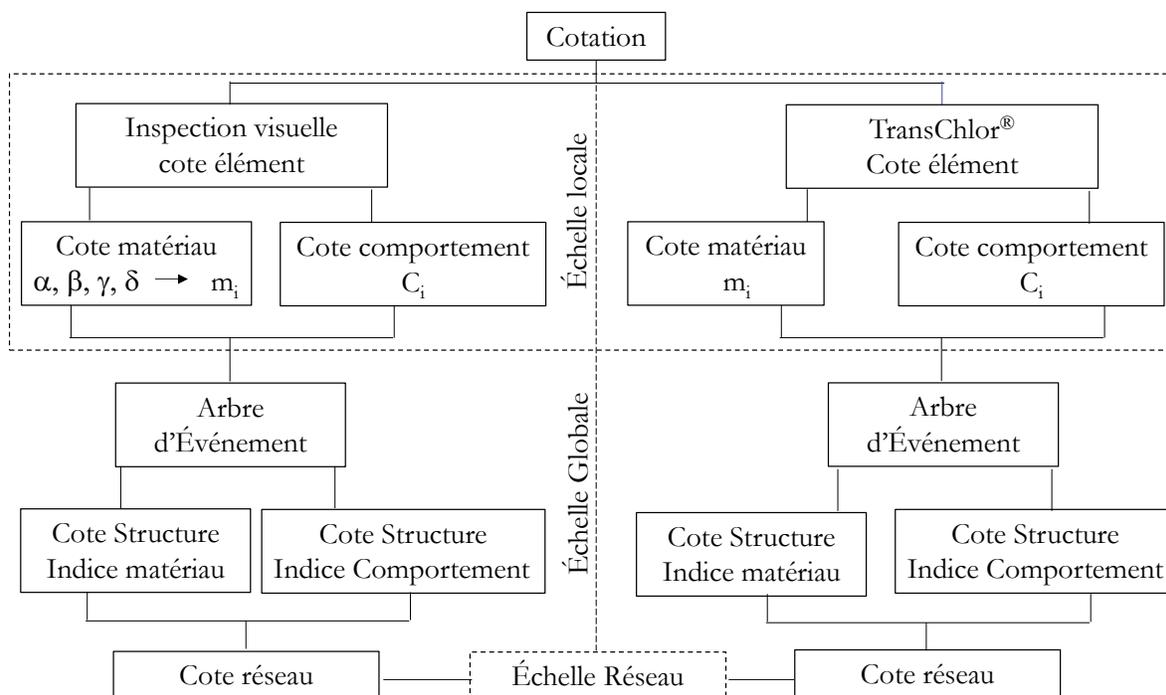


Figure 24. Approche de ce travail de recherche d'analyse multiéchelle des ponts vieillissants du réseau routier.

L'idée est de s'inspirer également de la nature en prenant l'exemple de la forêt vierge qui a un rendement exceptionnel comparé aux exploitations agricoles habituelles. L'analogie de la forêt vierge permet de mettre en évidence l'accroissement multiéchelle des végétaux, allant de la brindille aux immenses arbres en passant par des plantes intermédiaires, lianes, arbustes, etc., et la complexité de cette juxtaposition de tous ces végétaux qui croissent dans un environnement à la première apparence aléatoire, mais que si l'observateur analyse l'utilité de chacun des végétaux une cohérence apparaît. Ainsi cette analogie permet de mettre en place une gestion des infrastructures avec une perception habituelle sous trois échelles différentes qui prennent en considération des facteurs sociétaux, environnementaux de durabilité qui seront développés au travers de ce document.

Un mariage est proposé entre les activités de surveillance habituelle, soit les inspections visuelles, et les modèles de détérioration avancés. Ainsi ce chapitre propose les sections suivantes : 2.1 Inspections visuelles, 2.2 Modèle de détérioration TransChlor®, 2.3 Lien entre l'inspection visuelle et le modèle de détérioration, 2.4 Changement d'échelle et 2.5 Organisation des chapitres.

2.1 Inspection visuelle

L'inspection visuelle est l'approche de base préconisée pour l'évaluation de l'état et la surveillance d'ouvrages d'art (ponts et viaducs). Cette approche utilise les cotes de l'état de l'infrastructure du point de vue qualitatif et quantitatif dans la prise de décision pour les activités de réparations et d'entretien. Dans ce travail de recherche, l'approche d'inspection visuelle du Ministère des Transports du Québec (MTQ) est utilisée. La méthode utilise des observations de terrain provenant d'inspections visuelles. La Figure 25 décrit l'approche de la méthode.

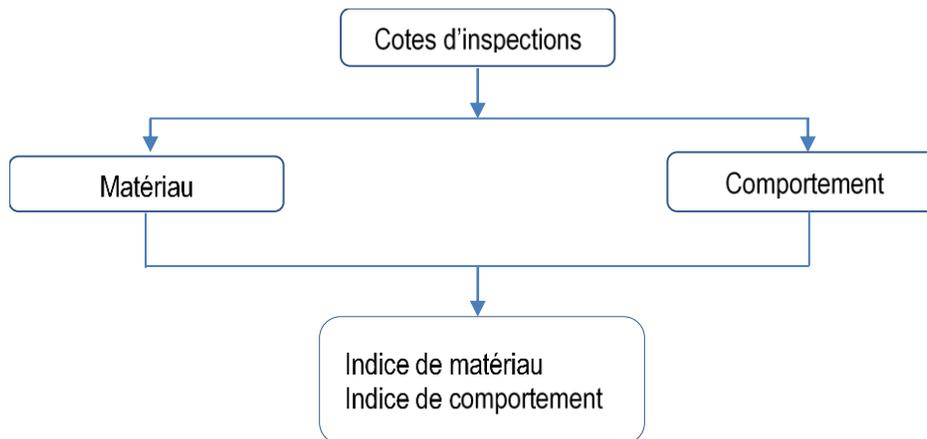


Figure 25. Schéma d'évaluation de l'état du pont par inspection visuelle adaptée du MTQ

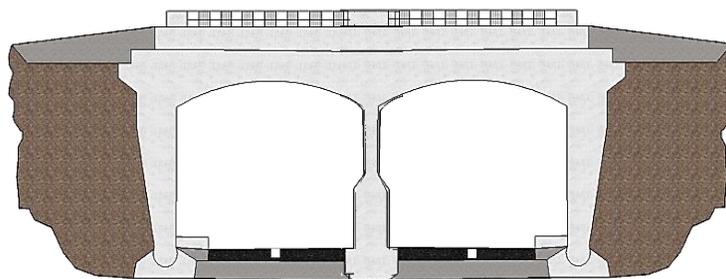


Figure 26. Profil du pont à l'étude Québec

La méthode utilise les paramètres qualitatifs et quantitatifs de l'état de dégradation des éléments structuraux pour la cotation de l'état de matériau et de comportement structural. Une démarche systématique de l'évaluation de l'indice d'état de matériau et de comportement est proposée. Ensuite, l'approche développée est appliquée à un pont à béton armé situé à Québec, comme illustré à la Figure 26, pour appliquer la méthodologie de l'évaluation de l'état réel d'une structure.

2.1.1 Évaluation de l'état de matériau d'un élément (m_i)

Le principe d'évaluation de l'état du matériau d'un élément consiste à déterminer le niveau de dégradation selon quatre degrés de sévérité (α , β , γ , δ) respectivement légère, moyenne, importante à très importante présenté dans le Tableau 7. L'évaluation de la dégradation se fait « *doigt sur la pièce* » et représente l'état réel de l'élément. Un élément peut présenter un ou plusieurs états selon l'évolution de la détérioration du matériau à différents endroits. Cette évaluation se base principalement sur une observation visuelle, mais doit être validée dans certains cas par un instrument ou un outil, par exemple l'utilisation d'un marteau pour déterminer le délaminage du béton (MTQ, 2017).

Tableau 7. Lien entre les degrés de sévérité des défauts et l'état du matériau (MTQ, 2017)

Degré de sévérité	Aucun à léger	Moyen	Important	Très important
État du matériau	α	β	γ	δ

L'étendue des défauts d'un élément est estimée en pourcentage en fonction de leur degré de sévérité. La somme des pourcentages des quatre états (α , β , γ , δ) doit être égale à 100%. Les éléments d'un pont sont classés en deux niveaux d'importance : les éléments principaux (P) et secondaires (S). Les éléments qui supportent et transmettent les charges verticales à d'autres éléments de la structure ou au sol sont considérés comme principaux et tous les autres éléments sont considérés comme étant secondaires. Les défauts sont observés sur les éléments en fonctions des critères généraux et spécifiques de l'évaluation tels que décrits dans le manuel d'inspection du MTQ.

Le pire défaut est retenu pour un élément affecté par plusieurs défauts dans une même zone. En présence de plusieurs défauts dans des zones distinctes, l'étendue du défaut et l'état du matériau sont évalués pour chacune des zones. Lorsque plusieurs zones sont dans le même état, les pourcentages des défauts sont additionnés. Dans le cas des groupes d'éléments comme les colonnes d'une pile, les appareils d'appui ou les assemblages d'une poutre triangulée, l'ensemble des éléments sont considérés à cet effet pour l'évaluation de l'état du matériau.

Dans le système de gestion des structures du Québec, les activités de réparations sont recommandées pour chaque élément, lorsque le matériau présente un état γ , sur 20 % et plus ou un état δ ($\gamma \geq 20\%$ ou $\delta > 0\%$). Une nouvelle approche de cotation de l'état du matériau est proposée pour évaluer la cote matériau. Cette approche introduit les dégradations moyennes de l'état du matériau dans la procédure de prise de décision qui n'était pas prise en compte pour intervenir ou pas sur un élément. Ainsi, les quatre niveaux de dégradation de l'état des matériaux (α , β , γ , δ) ont été combinés pour obtenir une seule cote de matériau m_i pour chaque élément i (§ 3.5)

2.1.2 Évaluation du comportement d'un élément (C_i)

L'évaluation du comportement d'un élément est fondamentale et permet d'apprécier l'aptitude de l'élément à jouer son rôle dans la structure. Elle est importante pour les éléments principaux qui supportent et transmettent les charges. Les éléments principaux assurent la stabilité et la sécurité de la structure. Par conséquent, les défauts sur ces éléments diminuent potentiellement la stabilité ou la capacité d'une structure et affectent dangereusement la sécurité des usagers. L'évaluation visuelle de la capacité structurale d'un élément est difficile à évaluer précisément et peut être évaluée par des spécialistes avec une bonne expérience de terrain. L'inspecteur se fonde sur son jugement et expérience pour apprécier la diminution de la capacité des éléments structuraux.

Dans le système d'évaluation du comportement, les cotes varient de 4 à 1. Ces cotes sont attribuées en fonction de l'incidence des défauts sur le comportement d'un élément. La cote 4 est la meilleure cote d'un élément. Elle indique que les défauts observés ont aucune ou une légère incidence sur son comportement. Lorsque les défauts ont une importante incidence sur le comportement d'un élément, on l'attribue la cote la plus sévère égale à 1. Les défauts de matériau sont généralement associés aux défauts de comportement. Le défaut de matériau d'un élément n'induit pas un défaut de comportement dans les mêmes proportions. Un élément peut être dans un pourcentage fort en mauvais état et avoir à la fois un bon comportement. Dans le cas de l'évaluation du comportement, l'importance des éléments dans la structure est prise en compte. Une pondération relative (§ 4.5.2) est effectuée selon des critères de l'importance de l'élément principal ou secondaire. Les activités de réparation sont requises pour chaque élément, lorsque l'évaluation résulte en une cote $C_i = 2$ ou 1.

La plupart des gestionnaires d'infrastructures ont besoin d'une cote à l'échelle globale des structures pour décider quelle structure nécessite une intervention en premier. L'état global de la structure donne une indication de la détérioration de la structure considérant l'impact des défauts de chaque élément au niveau global. Une évaluation de l'indice global par une analyse de l'arbre des événements est proposée à partir des cotes locales pour chaque élément de la structure étudiée. Ces cotes sont ensuite fusionnées en tenant compte des liens d'affectation des défaillances. Les indices globaux donnent une indication de la détérioration de la structure en termes de comportement et de matériaux, en considérant l'impact de chaque élément à l'échelle globale de la structure.

2.2 Modèle de détérioration TransChlor[®]

Grâce au modèle de détérioration, l'éventail des dégradations invisibles non évidentes à l'inspection visuelle est généré pour avoir plus d'informations possibles sur l'avancement de la détérioration. Une technologie qui permet l'acquisition des mesures sur l'état des éléments. Parmi les modèles de la littérature, en plus des propriétés du béton, le modèle TransChlor[®] prend en considération l'action climatique et environnementale. Ces deux actions

constituent la base de la détérioration des structures à travers : l'exposition et l'action du microclimat réel sur la structure, le transport d'eau (diffusion et capillarité) dans la porosité, la diffusion des ions chlorures dans l'eau, la diffusion thermique et la carbonatation en fonction de la position géographique de la structure. La Figure 27 résume les conditions de bord du modèle qui sont détaillées à l'Annexe B Mécanisme de transport du modèle TransChlor®.

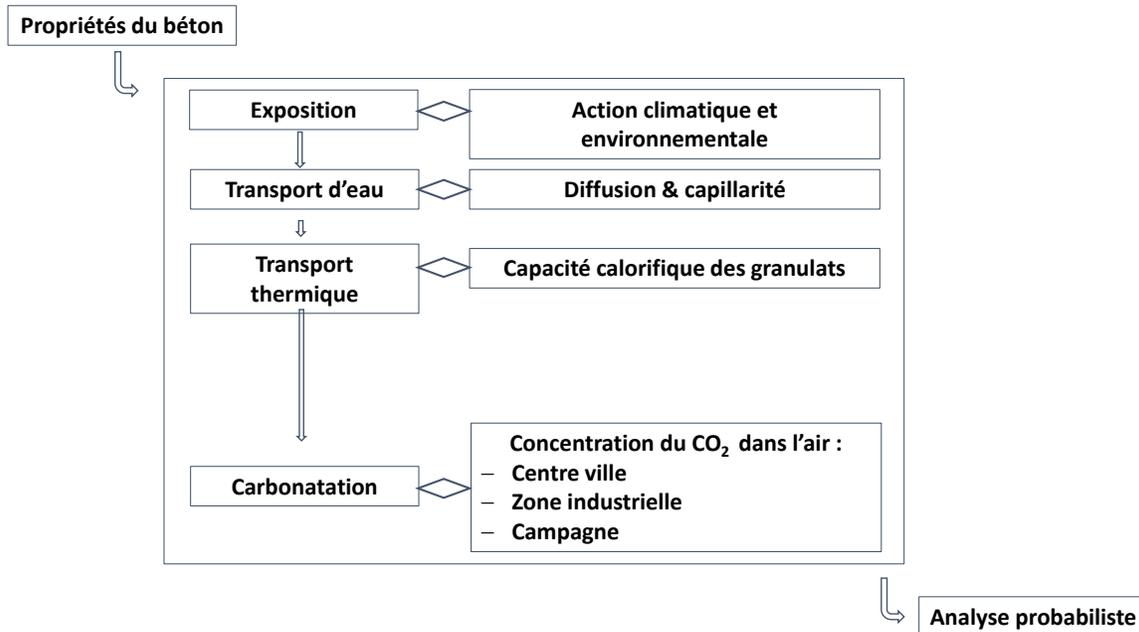


Figure 27. Schéma simplifié du modèle de détérioration TransChlor®

Le modèle est paramétré par des essais in situ pour déterminer les propriétés du béton d'enrobage de la structure à l'étude. Ce sont les tests de perméabilité et de résistivité Wenner. Le modèle propose également une approche probabiliste tenant compte des aspects non déterministes de la problématique de la corrosion, tels que la variation spatiale de la perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage ainsi que la variation de la résistance physico-chimique des aciers d'armature aux ions chlorures.

2.3 Lien entre l'inspection visuelle et le modèle de détérioration

Les rapports d'inspection historiques détaillés peuvent être utilisés pour déterminer, lors d'inspections futures, la cinétique de la dégradation (CSA, 2014). Ce suivi de l'état d'un pont permet de planifier les activités de maintenance et de réparation. Par contre, les données des inspections historiques sont peu disponibles. Dans ce cas, le manque de données historiques est pallié à l'aide du modèle de détérioration TransChlor® qui donne une prédiction de l'état de la structure. La modélisation est basée principalement sur une prédiction des cotes d'état dans le temps considérant l'initiation de la corrosion et sa propagation. Des cotes sont définies à cet effet en fonction des états de dégradation qui caractérise l'initiation de la corrosion, la fissuration jusqu'à la

désagrégation du béton d'enrobage comme illustré dans le diagramme de Tuuti présenté à la Figure 28. Ces cotes sont ainsi discutées comparativement à celles utilisées par les gestionnaires obtenus par inspection visuelle.

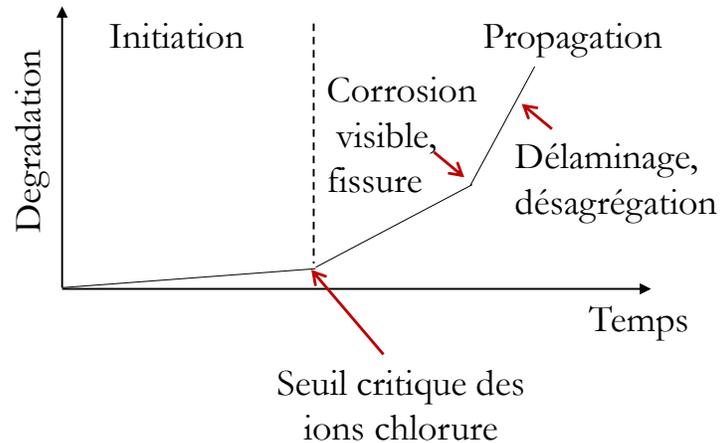


Figure 28. Approche et méthode de l'analyse de la variation temporelle de l'état du pont à l'étude

2.4 Changement d'échelle

2.4.1 Échelle locale (élément) et globale (structure)

Les arbres d'évènement encore appelés arbre des conséquences sont très sollicités notamment en fouille de données et en apprentissage automatique. Dans le cadre de cette étude, les arbres d'évènement ont servi à l'établissement des liens d'affectation des défauts entre les éléments suivant le principe "parent-enfant" de l'élément cible, et les embranchements correspondent à des combinaisons des liens à l'échelle globale de la structure. La Figure 29 montre les liens de défaillance entre les éléments ayant des défauts pour passer d'une échelle locale à une échelle globale de la structure.

Par exemple, une défaillance du sol entraîne une répercussion de ses défauts sur la fondation de la Pile. De plus, une rotation de la pile a une incidence sur le tablier du pont qui induit des répercussions tel que la fissuration au niveau de la surface de roulement due à la flexion centrée de la dalle. Cette analyse d'évènements a permis de représenter de manière explicite les différents processus des détériorations et les liens entre les défauts de l'échelle locale au niveau global de la structure.

Cette série d'évènements initiateurs de défaillance au niveau local d'un élément de la structure est illustrée sur la Figure 30. Lorsqu'apparaît au niveau local un défaut, cela nécessite une évaluation de l'incidence du défaut sur l'élément qui se trouve dans le voisinage immédiat.

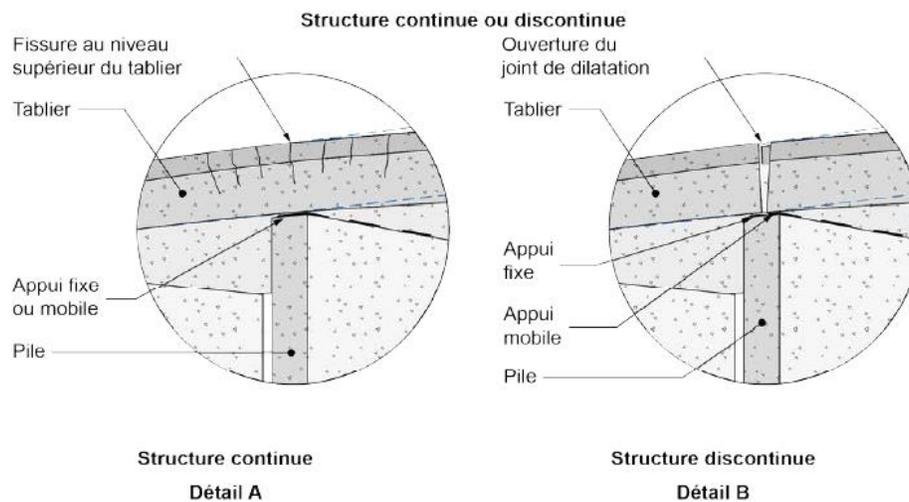
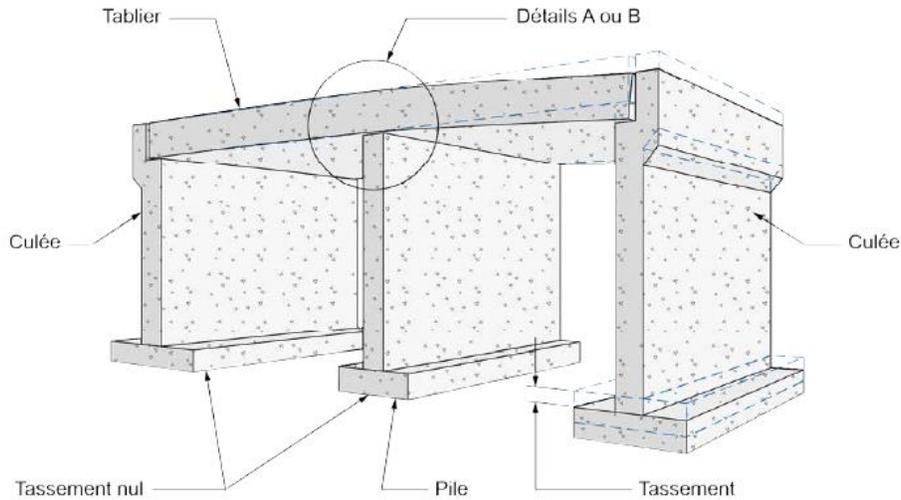


Figure 29. Effet du tassement différentiel d'une culée sur le tablier (MTQ, 2017)

2.4.2 Échelle structure (pont) et réseau routier

La gestion des structures (ponts et viaducs) vise à analyser l'état des structures et prévoir la planification de la maintenance pour organiser, régler, faciliter et si possible économiser les coûts de circulation des personnes et marchandises tout en minimisant les impacts sur l'environnement. Afin d'avoir une performance homogène du réseau routier dans son ensemble à fournir un meilleur service, une cote réseau a été développée. Cette cote permet d'évaluer l'impact de la fermeture totale ou partielle d'une structure ou des structures de façon concomitante sur le réseau routier.

Pour mener cette étude, plusieurs ponts ont été sélectionnés. Les activités de maintenance sont proposées suivant l'indice de gestion des actifs de la ville de Montréal présenté dans le Tableau 8.

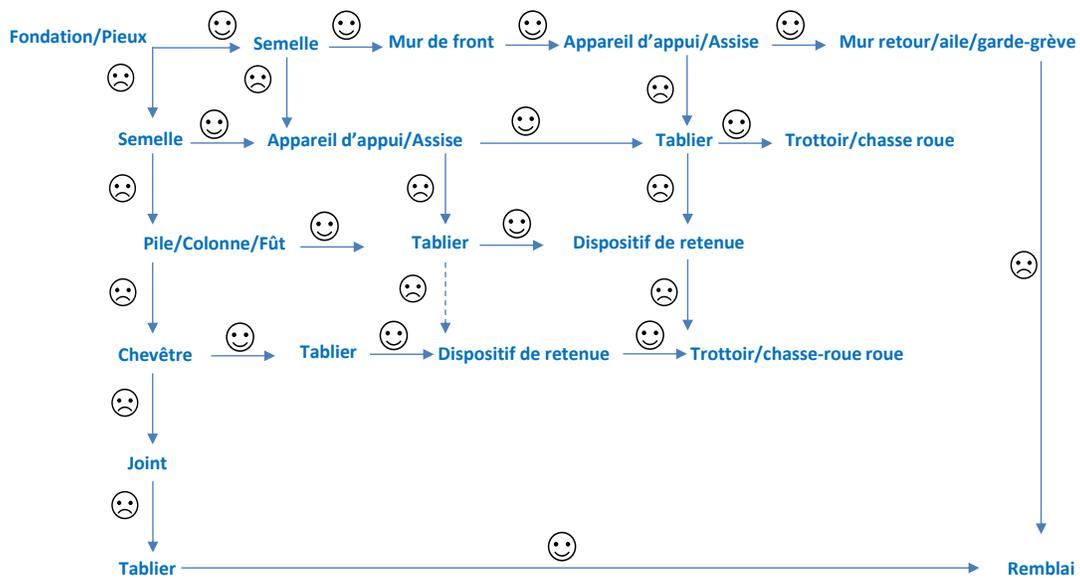


Figure 30. Identification des événements initiateurs des défauts de l'échelle locale à la structure : 😊 bon état; 😞 mauvais état

Tableau 8. Critères de gestion des actifs de la ville de Montréal (VM, 2015)

	Indice de condition d'état de la structure (%)	Descriptions
A	75 et plus	Ne nécessitant aucune intervention
B	> 40 et < 75	Nécessitant des réparations
C	>= 30 et <= 40	Nécessitant des travaux majeurs
D	<30	Nécessitant un remplacement

À côté de la cote réseau, le niveau de service pour chaque ouvrage est évalué considérant les coûts aux usagers. La pénalité d'une fermeture sur la performance du réseau a été discutée prenant en considération les débits de circulation, la capacité, la vitesse et le nombre de voies de circulation individuelle des ponts à l'étude pendant les heures de pointe. Le niveau de service étudié considère la fonctionnalité normale des structures lorsqu'il n'y a pas de travaux vs la fonctionnalité opérationnelle des structures pendant les travaux de réparation ou de maintenance.

Les coûts totaux divers d'utilisation des véhicules et camions, de la consommation en carburant, dus à la perte de temps et l'utilisation des véhicules sur les liens de détours sont intégrés à l'analyse du niveau de service. La formulation du modèle d'analyse réseau pour la gestion des ponts est illustrée sur la Figure 31.

Le modèle de gestion réseau est fonction des différentes hypothèses de gestion des ponts établie en fonction du degré de connaissance sur l'état des structures pour les travaux de maintenance. L'importance stratégique des ouvrages en tant qu'élément du système routier dans la sélection et la planification de la séquence des interventions de maintenance est la base de l'analyse réseau. Cette importance est établie en fonction des

impacts d'une interruption de service sur les usagers qui seront évalués par le biais d'analyses de scénarios d'ouverture et de fermeture de ponts dans le réseau routier.

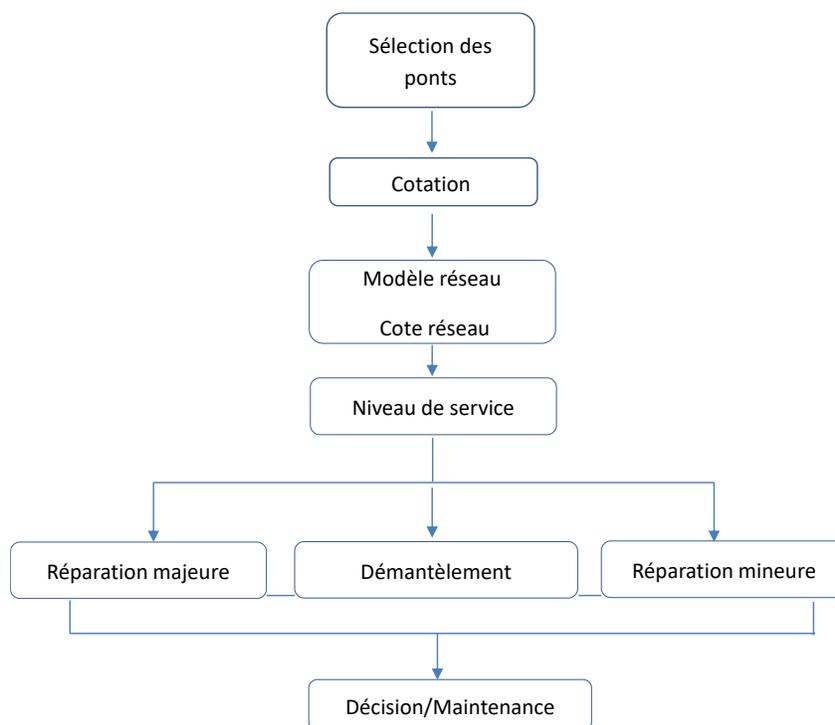


Figure 31. Formulation du modèle d'analyse réseau

2.5 Organisation des chapitres

Pour atteindre les objectifs de la recherche proposés, le cadre de l'étude est divisé en cinq (4) phases distinctes. La première phase concerne l'évaluation de l'état par inspection visuelle présenté au chapitre 3. La deuxième phase combine l'inspection visuelle et le modèle de détérioration TransChlor® détaillé au chapitre 4. La troisième phase étudie la variation temporelle de la condition d'état de l'ouvrage à l'étude présenté au chapitre 5. La phase 4 est abordée dans le chapitre 6 et présente la cotation de l'indice réseau sur un ensemble de réseau de ponts routiers et les coûts liés à la fermeture des ponts à l'intérieur d'une ville sélectionné à Québec. La dernière phase présente la synthèse des différents chapitres et conclut sur les perspectives de la présente recherche.

Chapitre 3 Article 1 Assessing the Condition of Reinforced Concrete Bridge Using Visual Inspection Ratings

Abdoul S. Bah¹, Thomas Sanchez¹, Yan Zhang², Kotaro Sasai², David Conciatori¹, Luc Chouinard², Gabriel J. Power³ and Nicolas Zufferey⁴

Conference: XV International Conference on Durability of Building Materials and Components, January 2020,
DOI:10.23967/dbmc.2020.010

1 Research Center on Concrete Infrastructure (CRIB), Dept. of Civil and Water Engineering, Université Laval, Québec, QC, G1V 0A6, Canada, david.conciatori@gci.ulaval.ca

2 Centre d'Études Interuniversitaire des Structures sous Charges Extrême (CEISCE), Dept. of Civil Engineering, McGill University, Montreal, QC, H3A OC3, Canada, luc.chouinard@mcgill.ca

3 Research Center on Concrete Infrastructure (CRIB), Dept. of Finance, Insurance and Real Estate, Université Laval, Québec, QC, G1V 0A6, Canada, gabriel.power@fsa.ulaval.ca

4 Geneva School of Economics and Management (GSEM), University of Geneva, 1211 Geneva 4, Switzerland, n.zufferey@unige.ch

3.1 Résumé

L'évolution de l'état d'une structure est caractérisée par la détérioration. Celle-ci est principalement due à la corrosion des armatures métalliques et aux dommages causés par les sollicitations mécaniques. L'entretien des infrastructures existantes implique une bonne connaissance de leur état et un haut niveau d'expertise de la part des gestionnaires de projet. Une évaluation précise de l'état des ponts est nécessaire pour planifier les activités d'entretien et de réparation en vue d'une meilleure durabilité, et pour maintenir le niveau de service du réseau routier. Dans cet article, un cadre de gestion efficace pour les ponts est proposé en utilisant les observations de terrain des inspections visuelles. Chaque élément du pont a été évalué séparément par une inspection visuelle, à partir de laquelle ont été dérivées des évaluations pour quantifier la performance structurelle et l'état des matériaux. Les évaluations des éléments ont également été combinées pour obtenir une évaluation globale du pont en tenant compte de ses défauts et de son impact sur le comportement global de la structure. L'approche de modélisation proposée dans ce travail peut mieux représenter la détérioration des ponts en béton lorsque le défaut est visible. Une structure représentative au Québec a été étudiée pour illustrer comment appliquer la méthodologie pour l'évaluation de l'état d'une structure réelle à des moments précis.

Mots-clés : Béton, Pont, État, Évaluation, Durabilité.

3.2 Abstract

The evolution of the state of a structure is characterised by deterioration. This is mainly due to corrosion of the steel reinforcement and damage from mechanical solicitations. The maintenance of existing infrastructure involves a good grasp of their condition and a high level of expertise on the part of the project managers. An accurate assessment of the bridge state condition is required to plan maintenance and repair activities for better durability, and to maintain the level of service of the road network. In this paper, an effective management framework for bridge is proposed using field observations from visual inspections. Each element of the bridge was evaluated separately by a visual inspection from which were derived ratings to quantify the structural performance and the material condition. The element ratings were also combined to obtain an overall rating for the bridge considering its defects and impact on the behavior of the complete structure. The modelling approach proposed in this work can better represent the deterioration of concrete-built bridges when the defect is visible. A representative structure in Quebec was studied to illustrate how to apply the methodology for the assessment of a real structure condition at specific times.

Keywords: Concrete, Bridge, State, Assessment, Durability.

3.3 Introduction

The main cause of deterioration of road structures in cold regions is steel rebar corrosion in concrete with the presence of chloride ions (Conciatori, et al., 2018; Roelfstra, et al., 2004).

However, using de-icing salts during winter, due to the microclimate, problematic for the safety of structures (Angst, 2019). For example, there are 614,387 bridges in the USA, among which 56,007 were structurally deficient in 2016. Most bridges have been designed for a 50-year service life, but nearly 40% of them are more than 50 years old. Currently, the average age of those bridges is 43 years. Around 188 million users cross a structurally deficient bridge every day. The latest estimations bring the backlog of bridge rehabilitation needs in the USA to \$123 billion (ASCE, 2017). In Canada, 60% of structures in the national highway network will be more than 40 years old in 2020. The number of bridges built more than 50 years ago, has increased by 50% since 2010 (RRN, 2010). Usually, repair works are done each 30-year period.

For the next few years, maintenance and repair needs in Quebec, Canada will reach a high level. The setting of Quebec is interesting because it is a Nordic climate where the challenges of a cold, harsh winter, de-icing, etc. are significant.

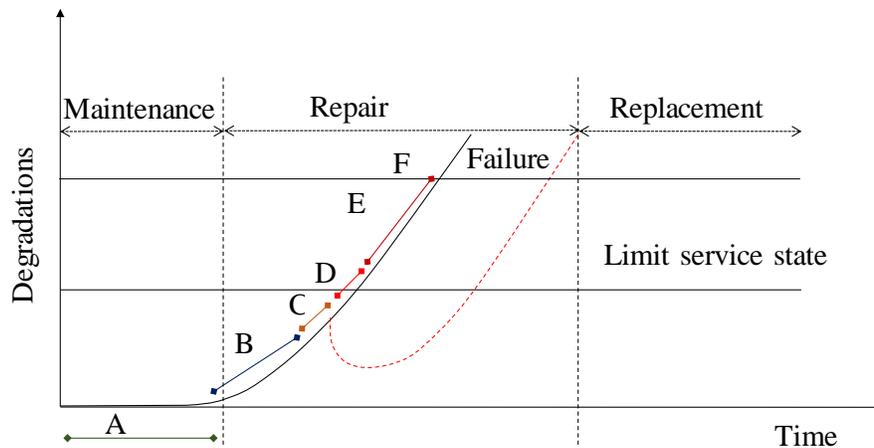


Figure 32. Evolution of the deterioration state of a reinforced concrete bridge: A: Very good; B: Good; C: Satisfactory; D: Bad; E: Very bad; F: Failure

Monitoring the state condition of a bridge allows one to plan maintenance and repair activities. These activities, including replacement, have a considerable impact on the mobility of users and goods. Historical and current visual inspection data on bridge condition can be used to predict future bridge state conditions (Stewart, 2001). Inspectors are aware of the fast deterioration thanks to the visual inspection results and their follow-up is closer when degradation appears for the sensitive structural elements. Detailed historical inspection reports can be used to determine, during future inspections, the kinetics of degradation (CSA, 2014).

The evolution of the deterioration state of a reinforced concrete bridge and its rehabilitation can be represented with the state index indicator (Figure 32). A, B and C ratings mean very good, good and satisfactory conditions, respectively. D and E ratings are bad and very bad conditions, respectively (MTQ, 2018). The fundamental interest of a project manager is to understand perfectly the permissible service and failure limit states in order to plan appropriate repair activities (Ter Berg, et al., 2019). Sustainability and resilience concepts for infrastructure systems are important for the community. Consequently, both of these concepts need to be integrated at the level of the infrastructure assessment to accurately determine the performance criteria of infrastructure (Lounis and McAllister, 2016). This allows to consider the acceptable risk of service failure to minimise the consequences associated with the different limit states such as: accidents, interruptions of service to users and repair costs (Adey, et al., 2003).

In this paper, a new approach to assess the condition of a typical structure is proposed. The methodology has been applied on a 60 year reinforced concrete bridge in Quebec Figure 33.

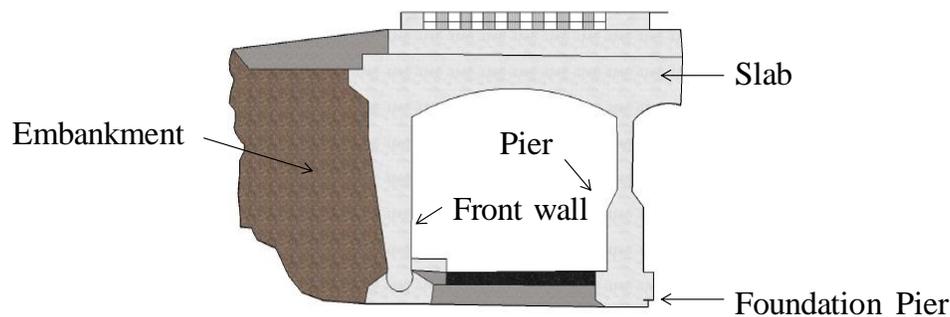


Figure 33. Half profile of the bridge (Quebec)

The bridge consists of a portico with two symmetrical spans (the free span is 11.4 m). The deck is a thick slab kind. Its thickness at the level of the supports is 1 m and its thickness at the centre is 0.60 m. The extremity supports and the central pier is continuous over the full width of the structure. It has four traffic lanes. The closure would cause significant inconvenience for the users who access to the lower four lanes under the bridge. This paper focuses on the degradation analysis process and the bridge assessment. This approach introduces a new management methodology for making an optimal and sustainable decision for bridge maintenance.

3.4 Degradation Analysis Process

A visual inspection of this bridge allowed us to evaluate its material and structural behavior state. The defects were identified during the visual inspection process, following the methodology in the inspection manual of the 'Ministère des Transports du Québec' (MTQ, 2017). The objective of the experimental procedure was to assess separately by the visual inspection method: (i) the material deterioration and (ii) the structural behavior of the bridge.

The purpose of material condition assessment is to provide with an assessment of the material defects detected on an element. To do this, four states (α , β , γ , δ) are defined, depending on the severity levels observed: no deterioration, moderate deterioration, significant deterioration, and very significant deterioration, respectively. The structural behavior evaluation rating of an element i (b_i rating) gives an indication of the impact of defects on its structural capacity, functionality, stability, user comfort and safety. The behavior rating for each bridge element is estimated with a four degradation scale: 1 \rightarrow 4 (1 being the worst and 4 the best behavior).



Figure 34. Visual inspection of the front wall of the bridge

The bridge was divided into elements, which were evaluated separately. As an example, the visual condition of the bridge front wall showed a reparation during the visual inspection (Figure 34).

Table 9. Visual inspection rating of material condition and behavior of the front wall of the bridge

Ratings	Material (%)				Behavior
	α	β	γ	δ	b_i
Front wall	15	0	85	0	3

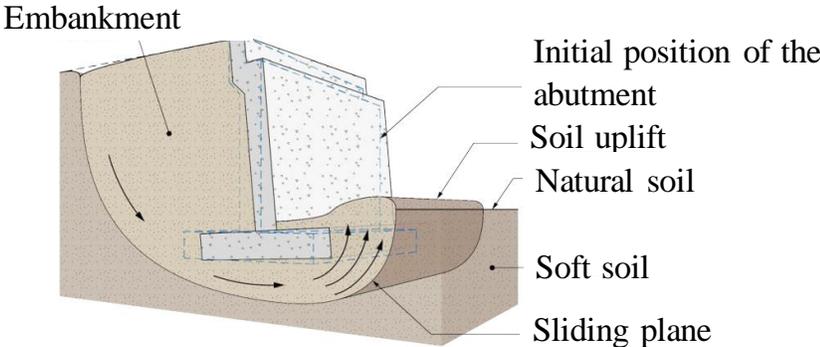


Figure 35. Example of abutment failure links (MTQ, 2017)

The inspection report for the front wall showed: $\alpha = 15\%$ of the material has no deterioration and $\gamma = 85\%$ has to be repaired, and the structural behavior reaches a rating of $b_i = 3$ because this defect effects appreciably the stability of the structure (Table 9). Similarly, the material and behavior defects for each element of the bridge were performed and presented in section 3 (Table 10).

The local rating on structural elements, as described above, allows one to identify the wrong behavior or a major deterioration on a part of the structure. This could provide the managers the idea to conduct some urgent local repair. However, structure managers are often interested to assess a global index of their structure. The global index allows managing the structure in the network scale and to plan its intervention agenda according to the whole network state, and with a minimum impact on the traffic. This global index gives an indication of the structural behavior and the material deterioration level of the entire structure, considering their impacts.

The following model proposes an evaluation of the global index as defects of each element (rating of each element) and the impact of the default on the structure by a decision tree analysis. The element ratings are merged considering failure assignment links to obtain the bridge global rating. For example, an abutment with a soil failure links has a repercussion on the abutment foundation (Figure 35). Additionally, the abutment foundation has a repercussion on the bridge seat, and the bridge seat has a repercussion on the slab. Let x_{ij} the defects affectation link between two elements i and j ,

- $x_{ij} = 1$ when the degradation of an element i directly affects the adjacent element j ;
- $x_{ij} = 0$ when there is no link between the defects of the adjacent elements i and j .

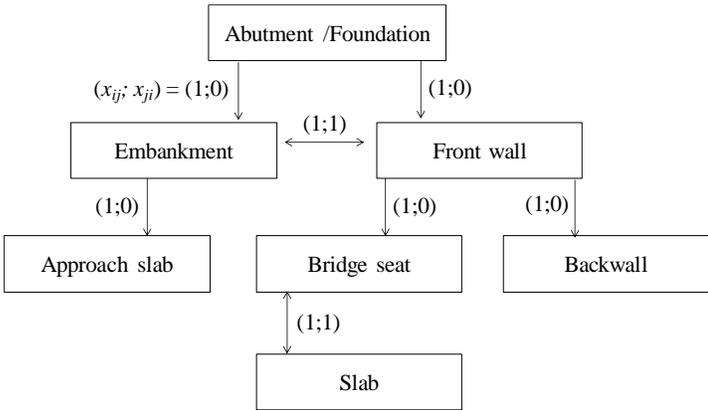


Figure 36. Failure links $(x_{ij}; x_{ji})$ for the abutment of the bridge

In this way, $(x_{ij}; x_{ji}) = (1; 0)$ when element i is affected by element j but a defect of element j does not impact element i . Moreover, $(x_{ij}; x_{ji}) = (1; 1)$ when the defect of element i affects element j and, conversely, a defect of element j affects element i . The defect affectations of the bridge are given for the previous example with the abutment in Figure 36. This systematic approach is based on the qualitative and quantitative analysis of the visual inspection records. The parent-child principle, based on the decision tree analysis, enables to gradually identify the different links between the element failures at the local level. Thereafter, the bridge was assessed at the global level with different equations developed in the following section.

3.5 Bridge Assessment

For the bridge assessment, as initiated previously in section (§ 3.4), two scales are developed: a local scale at the level of the structural element, and a global scale at the level of the structure. In this part, the rating of each element is calculated, and then a new model for assessing the material global index I_M and the behavior condition I_B of the bridge is proposed. A visual inspection was conducted in situ on the bridge to evaluate the material rating m_i and the behavior rating b_i of each element i . The visual inspection results for each bridge element are presented in Table 10. Some information is missing because the elements concerned were neither accessible nor visible.

Table 10. Visual inspection rating of material condition and behavior of the first span of the bridge

Element	Material				Behavior	
	α	β	γ	δ	m_i	b_i
Backfill Granular						4
Foundation Prefabricated concrete piles / abutment						4
Front Wall	15%	0	85%	0	2	3
Foundation Prefabricated concrete piles / Pier						4
Pier/Barrel	98%	0	2%	0	4	4
Running surface	80%	10%	10%	0	3	3
External side (North)	95%	0	5%	0	4	3
External side (South)	95%	0	5%	0	4	3
Deck Regular concrete slab	99%	0	1%	0	4	4
Sidewalk (North)	80%	20%	0	0	4	4
Sidewalk (South)	20%	0	80%	0	2	2
Guardrails Other Models	20%	80%	0	0	3	4

The four levels of material condition degradation (α to δ) were combined to obtain a single material rating m_i for each element i through equation (6):

$$m_i = \sum_{j=1}^4 \frac{P_{j,i}}{P_{1,i} + \dots + P_{4,i}} (5 - j) \text{ with } P_{1,i} = \alpha_i^{\exp n(\alpha)}, \dots, P_{4,i} = \delta_i^{\exp n(\delta)} \quad (6)$$

P is the deterioration penalty of the bridge element i , n is the weight of the deterioration penalty, the exponential function represents a factor of the deterioration penalty, and j is the deterioration level. In this study, n is fixed for each level of degradation and defined such that the repair activities must be recommended for each element (Table 11) if at least one of the following conditions is true : $\delta > 1\%$; $\beta > 15\%$ and $\gamma > 13\%$; $\beta > 45\%$ and

$\gamma = 13\%$; $\beta = 0$ and $\gamma \geq 15\%$. Such conditions allow to consider the moderate degradations β that are currently not considered by the traditional infrastructure management.

Table 11. Weight of the penalty n assumed in this study

Material state		$n_{(.)}$
No deterioration	α	0
Moderate deterioration	β	0.15
Significant deterioration	γ	0.73
Very significant deterioration	δ	2.5

An example of the material rating calculation for the front wall of the bridge is illustrated by equation (7). m_i was evaluated using the extended visual inspection in Table 9 :

$$m_i = \frac{15^{\exp 0}}{1.02 \times 10^{12}} \cdot (5 - 1) + \frac{85^{\exp 0.73}}{1.02 \times 10^{12}} \cdot (5 - 3) \approx 2 \quad (7)$$

Finally, the global index I_M and I_B are obtained from the rating m_i and b_i calculated for each element i and from the global assignment links (x_{ij}, x_{ji}) . Intermediate equations R_M and R_B were defined to simplify the expression of I_M and I_B such as :

$$R_M = \sum_{i \in W} A^{m_i} \sum_{j \in W \setminus i} x_{ij} \text{ and } R_B = \sum_{i \in W} A^{b_i} \sum_{j \in W \setminus i} x_{ij} \quad (8)$$

where W is the global assignment links and A the factor of degradation evolution. A was assumed to be equal to 5 in this paper (W.R. de Sitter, 1984). Thus,

$$I_M(\%) = 100 * \left(1 - \left[\frac{R_M - R_{M_{best}(\forall i, m_i=4)}}{R_{M_{worst}(\forall i, m_i=1)} - R_{M_{best}(\forall i, m_i=4)}} \right] \right) \quad (9)$$

$$I_B(\%) = 100 * \left(1 - \left[\frac{R_B - R_{B_{best}(\forall i, b_i=4)}}{R_{B_{worst}(\forall i, b_i=1)} - R_{B_{best}(\forall i, b_i=4)}} \right] \right) \quad (10)$$

3.6 Results and Discussions

For the entire bridge, the results of the assessment model computations, based on the visual inspection, to assess its state condition are: $I_M = 78.76\%$ and $I_B = 79.97\%$ (Figure 37). The results of this model show that the deterioration level of the bridge, both in material and behavior is lower than the maximum accepted limit of 80% defined by public sector managers. For structures in good condition, maintenance is recommended between 75 and 80% as soon as possible. The present model allows one to provide advice for maintenance to

avoid further major repairs. However, using a model only based on visual inspection can only identify most obvious visible deteriorations (identified by C, D and E phases in Figure 32). The early signs of deteriorations, such as probable steel rebar corrosion (phase B), cannot be detected by the visual inspections to prevent the further deteriorations and anticipate preventive maintenance for cost efficiency.

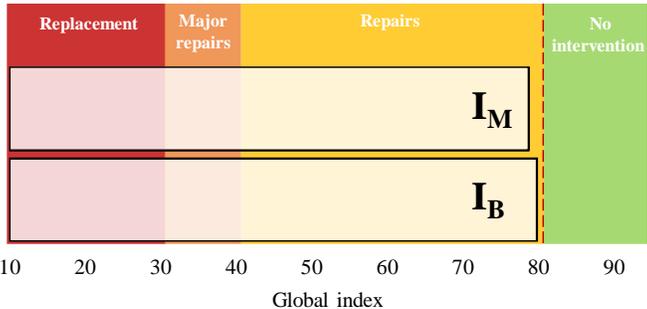


Figure 37. Bridge behavior and material condition by visual inspection

Conclusion

The challenge for maintaining existing infrastructure plays an important role in a country's economical and social activities. This paper addresses the assessment of a bridge condition focusing on the resilience of each element at the local level to achieve a significant benefit at the global level of the bridge based on the visual inspection. The developed visual inspection model incorporates in the assessment the effects of moderate degradations, which are generally ignored by inspection managers. The consideration of those degradation levels revealed that the bridge needs maintenance. As a result, this assessment model, based on visual inspections, allows to improve the degradation rating used by traditional public managers.

However, the uncertainty on the physical and chemical degradation observed by visual inspection has an important impact on the computation of the material and behavior indices. Further works in progress will improve the assessment of the bridge state condition by coupling the visual inspection model presented in this paper with a deterioration prediction model. This approach will refine the deterioration assessment to the early state phases A and B phases in Figure 32, to forecast preventive maintenance.

Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the “Islamic Development Bank”, “Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies” for their financial support. The authors also want to thank “Service des infrastructures, de la voirie et des transports” of the city of Montreal and the “Quebec Ministry of Transportation” for their collaboration.

ORCID

Abdoul S. Bah: <https://orcid.org/0000-0001-9245-9000>

Thomas Sanchez: <https://orcid.org/0000-0002-5929-7449>

Yan Zhang: <https://orcid.org/0000-0002-3222-2340>

Kotaro Sasai: <https://orcid.org/0000-0003-4483-5280>

David Conciatori: <https://orcid.org/0000-0002-1187-4868>

Nicolas Zufferey: <https://orcid.org/0000-0002-5500-010X>

Chapitre 4 Article 2 Assessing the condition state of a concrete bridge combining visual inspection and nonlinear deterioration model

Abdoul S. Bah¹, Thomas Sanchez², Yan Zhang³, Kotaro Sasai⁴, David Conciatori⁵, Luc Chouinard⁶, Gabriel J. Power⁷ and Nicolas Zufferey⁸

¹ PhD Student, Research Center on Concrete Infrastructure (CRIB), Dept. of Civil and Water Engineering, Université Laval, Québec, QC, G1V 0A6, Canada. abdoul-salam.bah.1@ulaval.ca

² Postdoctoral Researcher. Research Center on Concrete Infrastructure (CRIB), Dept. of Civil and Water Engineering, Université Laval, Québec, QC, G1V 0A6, Canada. thomas.sanchez@gci.ulaval.ca

³ PhD Student. Centre d'Études Interuniversitaire des Structures sous Charges Extrême (CEISCE), Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, QC, H3A 0C3, Canada. yan.zhang9@mail.mcgill.ca

⁴ PhD Student. Centre d'Études Interuniversitaire des Structures sous Charges Extrême (CEISCE), Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, QC, H3A 0C3, Canada. kotaro.sasai@mail.mcgill.ca

⁵ Professor. Research Center on Concrete Infrastructure (CRIB), Dept. of Civil and Water Engineering, Université Laval, Québec, QC, G1V 0A6, Canada. David.Conciatori@gci.ulaval.ca

⁶ Professor. Centre d'Études Interuniversitaire des Structures sous Charges Extrême (CEISCE), Dept. of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, QC, H3A 0C3, Canada. luc.chouinard@mcgill.ca

⁷ Professor. Research Center on Concrete Infrastructure (CRIB), Dept. of Finance, Insurance and Real Estate, Université Laval, Québec, QC, G1V 0A6, Canada. gabriel.power@fsa.ulaval.ca

⁸ Professor. Geneva School of Economics and Management (GSEM), University of Geneva, 1211 Geneva 4, Switzerland. N.Zufferey@unige.ch

4.1 Résumé

La dégradation d'une structure en béton dans les climats nordiques est principalement due à la corrosion de l'armature en acier et aux dommages cumulés dus aux sollicitations mécaniques. Les gestionnaires de projet s'appuient fortement sur les évaluations obtenues à partir d'enquêtes visuelles sur le terrain et sur l'interprétation des rapports d'inspection pour prédire les états futurs des structures et planifier les activités d'entretien et de remplacement appropriées. Dans cet article, un cadre efficace de gestion des structures est proposé, combinant les informations issues des inspections visuelles sur site et les prédictions d'un modèle de transport des chlorures. Ce cadre est appliqué à chaque élément d'un pont en béton armé à Montréal. Les cotes des éléments sont ensuite combinées pour obtenir une cote globale pour le pont en tenant compte de l'impact de chaque défaut d'élément sur la performance structurale globale. Les prédictions du modèle numérique non linéaire de détérioration sont basées sur des données environnementales spécifiques au site et sur les propriétés du béton obtenues par des tests de perméabilité à l'air et de résistivité du béton. Les prédictions sont validées par des profils de chlorure obtenus à partir d'échantillons de carottes. Une procédure améliorée d'évaluation de l'état est proposée en complétant les données d'inspection visuelle avec les prédictions du modèle pour mieux identifier ce point de transition critique de la cinétique de dégradation et permettre des interventions efficaces et durables.

Mots-clés : Inspection visuelle, Béton, Corrosion, Détérioration, Indice, Durabilité, Évaluation, Maintenance.

4.2 Abstract

The degradation of a concrete structure in northern climates is mainly due to the corrosion of the steel reinforcement and cumulative damage from mechanical solicitations. The project managers rely heavily on ratings obtained from visual field surveys and the interpretation of inspection reports to predict the future states of structures and plan appropriate maintenance and replacement activities. In this paper, an effective structure management framework is proposed combining information from on-site visual inspections, and predictions from a chloride transport model. This framework is applied to each element of a reinforced concrete bridge in Montreal. The element ratings are then combined to obtain an overall rating for the bridge considering the impact of each element defect on overall structural performance. The predictions from the nonlinear numerical model of deterioration are based on site-specific environmental data and concrete properties obtained from air permeability and concrete resistivity tests. The predictions are validated with chloride profiles obtained from core samples. An improved condition rating procedure is proposed by supplementing visual inspection data with model predictions to better identify this critical transition point of degradation kinetics and allow for efficient and sustainable interventions.

Keywords: Visual inspection, Concrete, Corrosion, Deterioration, Index, Durability, Assessment, Maintenance.

4.3 Introduction

Monitoring the condition state of a bridge is required to plan efficiently maintenance, repair, and replacement activities. These activities are costly and have considerable impacts on the mobility of users and goods. The task is considerable considering, for example, that out of the 617, 000 bridges in the USA, 42% of all bridges are at least 50 years old and 7.5% were reported as structurally deficient. On average, 178 million users transit across a structurally deficient bridge every day in the USA. Since most bridges have been designed for a 50-years service life and that the average age of these bridges is 44 years old, the number of deficient bridges will increase without suitable interventions. This finding has a cost: the backlog of bridges needing rehabilitation in the USA exceeds \$125 billion (ASCE, 2021).

Similar observations can be made in Canada: 60% of the structures in the national highway network will be more than 40 years old in 2020 and the number of bridges with over 50 years of service has increased by 50% since 2010 (RRN, 2010). As repair works are usually done each 30-year period, the maintenance and repair activities in North America will reach a high level in the next few years (MTQ, 2018). The situation is most critical in northern climates such as Quebec where structures are exposed to severe freeze-thaw cycles and to de-icing salts.

A fundamental interest of a project manager is to have accurate assessments of the condition and residual life of structures in order to plan appropriate maintenance, repair and replacement activities (Ter Berg, et al. 2019). It provides decision-makers the means to properly assess acceptable risks and associated consequences such as accidents, interruptions of service to users and operating costs (Adey et al., 2003). The evolution of the state of a reinforced concrete structure is usually represented by a state index (Figure 38). For example, the state indices A, B and C can respectively indicate 'very good', 'good' and 'satisfactory' conditions, while state indices D and E are respectively 'bad' and 'very bad' conditions that require repairs (MTQ, 2018).

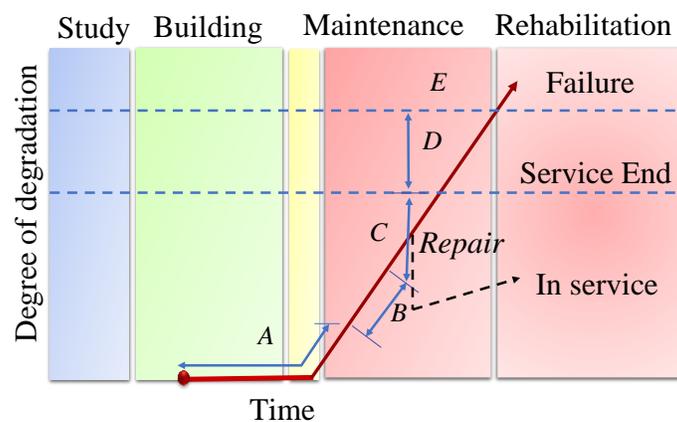


Figure 38. Evolution of the state of deterioration of a reinforced concrete bridge and its rehabilitation

The main cause of deterioration of concrete bridges in cold regions is corrosion of the reinforcing steel (Conciatori, et al., 2018; Roelfstra, et al., 2004), which is a concern for the safety level of the structures. It is mostly caused by the presence of chloride ions from de-icing salts and can be amplified as a function of the microclimate (Angst, 2019). The determination of the initiation time of corrosion, the 'transition point' between states A and B in Figure 38, provides the window of opportunity for planning interventions before the onset of accelerated deterioration (Lounis and McAllister, 2016). Corrosion initiation cannot be observed by visual inspection at an early stage and needs to be determined with physically based chloride diffusion models.

Several models have been developed to simulate the evolution of damages in concrete elements (e.g., Stadium, MsDiff, Masi, Shin, Schmidt-Döhl, ClincConc, Meijers, Saetta and Ishida). These models are based on simplified climatic and environmental exposure conditions, and most of them do not include the effect of capillarity with the presence of liquid water. By contrast, the TransChlor® model uses hourly climatic data as input data and makes a distinction between direct, splash and spray exposures while accounting for capillarity effects for wetting and drying cycles. Also, the probabilistic model used in TransChlor® is the Rosenblueth point estimation method. When probabilistic approaches are implemented through Monte Carlo simulations in deterioration models, these are typically further simplified (Ishida, 2000; Saetta AV et al, 1993) resulting in biased results in real applications (Hosokawa et al., 2011). The modelling of bridge elements conditions deterioration is limited to the use of ratings from visual inspection and are used as inputs to Bayesian belief network models using conditional probabilities to produce bridge deterioration profiles (Rafiq et al., 2015).

This paper describes an approach to assess the condition state of a reinforced concrete structure that combines visual inspection data with nonlinear predictions from the deterioration model. It proposes a new maintenance management methodology that promotes optimal and sustainable decisions. A two-level decision system is proposed: firstly, at the level of individual structural elements, and secondly at the scale of the entire structure. This multi-scale conditions assessment from the local to the global scale of the structure differs from the previously mentioned approaches, which are based on the assessment of single elements of a structure (Kenshel et al., 2021).

First, the evaluation of the condition states for each element of the structure was established from the visual inspections for both material and behaviour ratings section (§ 4.4). The numerical model (Conciatori et al., 2018) was then used to simulate the chloride transport in concrete elements by considering historical climate data and exposure conditions (direct, splash or mist) and to better assess the current state of each element in terms of material and behaviour section (§ 4.6). Finally, a hierarchical model was used to aggregate the degradation of individual elements to the level of the entire structure. A new procedure to compute the material index I_M and the

behaviour index I_B of the bridge was proposed (§ 4.7.2). The model results were then compared to visual inspection observations to improve the current level of deterioration (§ 4.8.1).

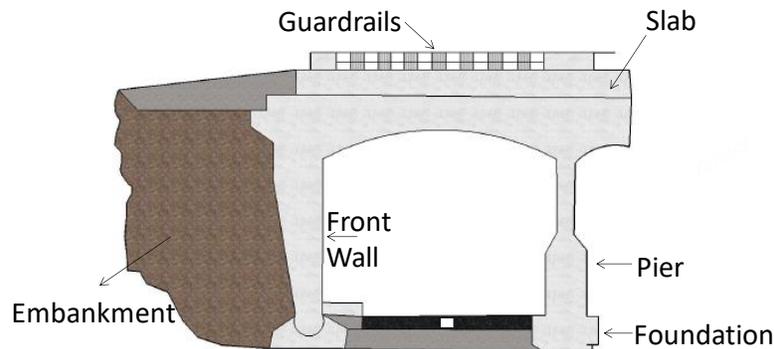


Figure 39. Half profile of the bridge (Quebec)

The records from visual inspection data was then used in conjunction with the numerical model to predict future structural conditions and properly determine the degradation kinetics (CSA, 2014; Stewart, et al., 1998). Hence, an improvement of the rating based on visual inspections can be obtained by integrating the estimates of degradations from the numerical model not yet visible in the visual inspections.

The proposed methodology is demonstrated in detail for a 60 years-old, four lanes, reinforced concrete bridge located in Quebec (Figure 39). The bridge consists of a portico with two symmetrical spans (the free span is 11.4 m) with a thick slab, 1 m in thickness at the supports and 0.6 m at the centre. The end and central supports are continuous over the full width of the structure.

4.4 Proposed rating methodology for individual elements based on visual inspection

Visual inspections are the main source of information to assess the condition of most bridges. These subjective assessments have a significant impact on the safety and maintenance of a bridge when used as a basis for planning maintenance and repairs (FHWA, 2001, Estes and Frangopol, 2003). A bridge defect is defined as any phenomenon that adversely affects the performance of the bridge including those induced by a process of deterioration (Bien et, al, 2019). Typically, several levels of material deteriorations are defined: α (no deterioration), β (moderate deterioration), γ (significant deterioration), and δ (severe deterioration). Similarly, a separate multi-level (4 in this example) index can be used to rate the impact of deteriorations on structural capacity (1 being the worst and 4 being the best behaviour). Remedial activities are typically formulated on the basis of the scores for both criteria, for example, when the behavioural rating is less or equal than 2, more than 20% of an element has significant deterioration (MTQ, 2017). As shown in Figure 40, it is generally accepted that repair costs increase exponentially with the level of deterioration and that preventive maintenance or repair

during the initial stages of deterioration can greatly reduce costs of maintaining a structure (Gooranorimi and Shiu, 2018).

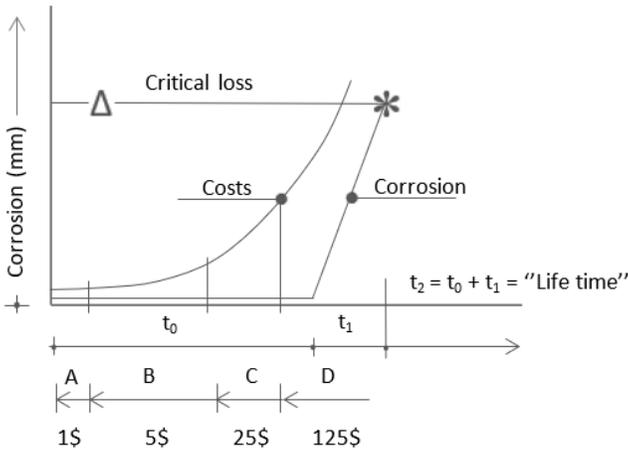


Figure 40. Structure repair costs A : Good practice; B: Maintenance; C: Repair and Maintenance; D: Renovation (Sitter, 1984)

The initial stages of deterioration are not apparent with visual inspections and can only be determined by either core samples, non-destructive surveys (Galvanostatic pulse method, half-cell potential, etc.) or a physically based prediction model (Verma et al., 2014). The visual inspection procedures are used to derive separate assessment for (i) the level of deterioration of materials and (ii) the structural performance of the element. The following results are based on data from the most recent inspection of the bridge under study (Ville. Montréal, 2016) prior to its rehabilitation.

4.5 Visual observations

The detailed inspection of the defects of all the elements of the bridge is performed during a 'general inspection' (MTQ, 2017). This visual inspection forms the basis to assign ratings for the material condition and the behaviour of the individual elements. For this purpose, the material condition state for each element *i* defects of the bridge are quantified according to ratings (α , β , γ , δ). The behaviour rating *b_i* quantify the effect of defects on the structural capacity of the element, on its functionality, on its stability and on the safety and comfort of users.



Figure 41. Visual inspection of the pier south face of the study bridge (Stripped degraded surface for repairs)

As an example, the visual condition of the bridge front wall shows a reparation during the visual inspection (Figure 41). The inspection report on the front wall before the repair indicated that $\alpha = 15\%$ of the material has no deterioration and $\delta = 85\%$ must be repaired (Table 12). The element behaviour was evaluated at $b_i = 3$ because the defect had a significant effect on the stability of the wall.

Table 12. Visual inspection rating of material condition and behaviour of the front wall of the bridge prior to rehabilitation

Ratings	Material (%)				Behaviour
	α	β	γ	δ	b_i
Front wall	15	0	85	0	3

4.5.1 Material condition

The four levels of material degradation (α to δ) are combined as a function of the weight of the penalty with the corresponding rating to obtain a single material rating m_i for each element i , through Equation (11) :

$$m_i = \sum_{j=\alpha}^{\delta} \frac{P_{i,j}}{\sum_{j=\alpha}^{\delta} P_{i,j}} \cdot (5 - j), \text{ with } P_{i,j} = j^{\exp n(j)} \quad (11)$$

where $P_{i,j}$ is the deterioration penalty of the bridge element i for a degradation level, n is the weight of the deterioration penalty, the exponential function represents a factor of the deterioration penalty, and j is the deterioration level. In this study, $n(\cdot)$ was fixed for each level of degradation (Table 13).

Table 13. Weight of the penalty n_j assumed in this study

Material state	$n(\cdot)$
No deterioration	α 0
Moderate deterioration	β 0.15
Significant deterioration	γ 0.73
Very significant deterioration	δ 2.5

The current bridge management system in Quebec (MTQ, 2017) is based on four condition states ($\alpha, \beta, \gamma, \delta$) from best to worst condition and is applicable and adapted to the range and types of bridges in the inventory of infrastructure. The current procedure triggers maintenance and repair activities only for bridge elements that are rated in the last two categories with more than 20% of the element in state γ , or 1% in state δ . The current system recommends proactive maintenance when an element is completely rated within the first two categories. The proposed methodology remediates this situation by introducing modification factors to complement condition ratings that are based solely on visual inspections (Table 13).

In this regard, an average condition β was introduced by combining the four levels of deterioration severity in Equation (11) (illustrated in Figure 42). The coefficient $n(\cdot)$ was calibrated such that repair activities are triggered

on an element if at least one of the conditions β and γ is fulfilled according to the Equation (11). If γ is more than 20%, the element must repair ($m_i= 2$) as recommended by the MTQ. If γ is less than 20% then $m_i= 3$ when β is less than 45% and $m_i= 2$ when β is above 45%.

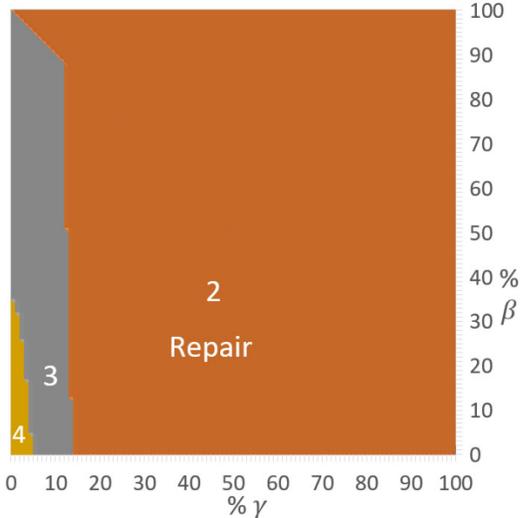


Figure 42. Material rating according to degradation levels β and γ (4 being the best condition)

An example of the material rating calculation for the front wall of the bridge is illustrated to understand the Equation (11). m_i was evaluated using visual observations presented in Table 12.

$$m_i = \frac{15^{\exp 0}}{1.02 \times 10^{12}} \cdot (5 - 1) + \frac{85^{\exp 0.73}}{1.02 \times 10^{12}} \cdot (5 - 3) \approx 2 \tag{12}$$

The criteria presented in Section (§ 4.4) recommends that repair activities should be prescribed when the material has a γ -state above 20%. For an efficient management policy, it is important to consider intermediate degradation levels, as mentioned above. This is the case, for example, when the front-wall ratings are equal to: $\alpha = 40$, $\beta = 46$, $\gamma = 14$, $\delta = 0$. considering this intermediate degradation level, the proposed new rating system gives a material condition index equal to 2 and an intervention must be prescribed. However, the previous criterion fails to trigger preventive maintenance with these ratings and repairs would be performed only when a high level of deterioration has been reached resulting in overall higher intervention costs and negative impacts on users.

4.5.2 Behavior condition

The behaviour rating b_i quantifies the impact of a structural element on functionality such that. $b_i= 4$ corresponds to an element which has a marginal effect on structural performance and $b_i= 1$ corresponds to an element that has a significant impact on performance. Bridge elements are categorised into two classes: main and secondary.

The importance of an element in the structure was identified according to the manual for the inspection of structures of the *Ministère des Transports du Québec*. Table 14 provides general criteria to assess the structural behaviour of an element depending on its role.

Table 14. General criteria to assess the behaviour of the elements (MTQ, 2017)

b _i	Reduction of the capacity of an element to play its role	
	Main element	Secondary element
4	0 - 10 %	0 - 10 %
3	10 - 20 %	10 - 30 %
2	20 - 30 %	30 - 50 %
1	> 30 %	> 50 %

Table 15. Visual inspection rating of material condition and behaviour of the first span of the bridge

Element	Material				m _i	Behaviour
	α	β	γ	δ		b _i
Backfill	NA					4
Foundation Prefabricated concrete piles / abutment	NA					4
Front Wall	15%	0	85%	0	2	3
Foundation Prefabricated concrete piles / Pier	NA					4
Pier/Barrel	98%	0	2%	0	4	4
Pavement	80%	10%	10%	0	3	3
External side wall (South)	95%	0	5%	0	4	3
External side wall (North)	95%	0	5%	0	4	3
Deck concrete slab	99%	0	1%	0	4	4
Sidewalk (South)	80%	20%	0	0	4	4
Sidewalk (North)	20%	0	80%	0	2	2
Guardrails (South)	20%	80%	0	0	3	4
Guardrails (North)	20%	80%	0	0	3	4
Pavement Transition	NA					4

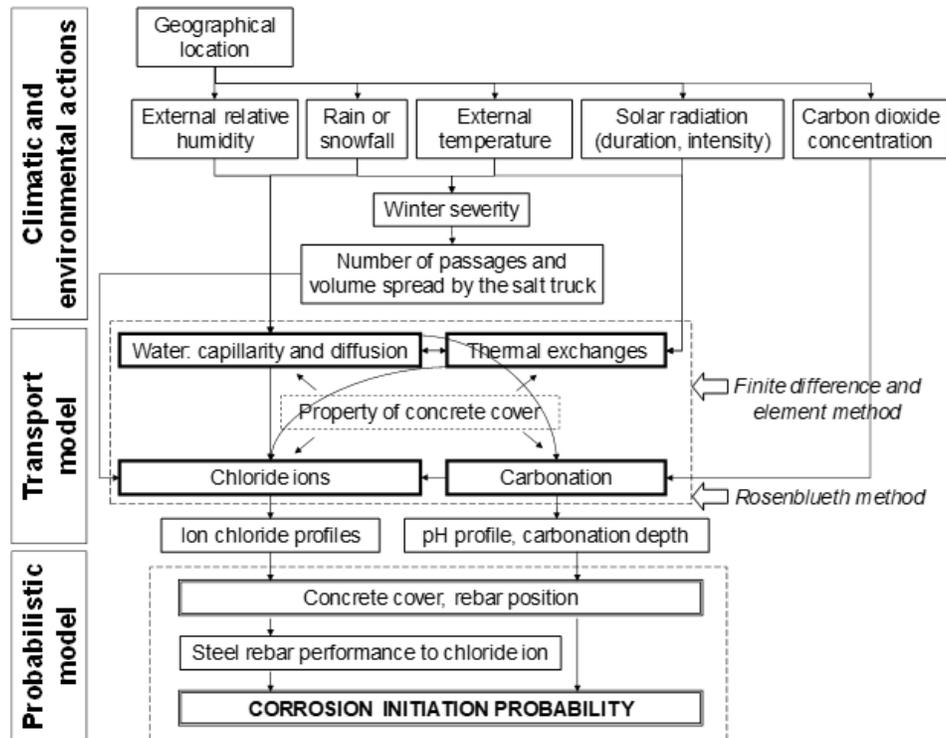


Figure 43. Framework of the TransChlor® model (Conciatori et al., 2018)

4.5.3 Local ratings from visual inspection

According to the defects assessment during the visual inspection, the results for each bridge element are presented in Table 15. The material rating m_i uses the formula proposed in the Equation (11). The state of the behaviour is realised according to the importance of the element and the defects following the Table 14. Some information is missing because the elements concerned were neither accessible nor visible, as is the case in many field surveys. The rating on structural elements identifies parts of the structure with major deteriorations. This information can be used by managers to perform urgent local repairs. However, managers are also interested in assessing the global condition of a structure in relation to other structures of the infrastructure network.

4.6 Methodology for local rating by a deterioration model

To improve the assessment of the bridge condition, physical and chemical processes of deterioration are considered through numerical analyses. The numerical model (Conciatori, Brühwiler, et al., 2010) is used for the one-dimensional nonlinear transport of chloride ions in concrete. The software TransChlor® is for the evaluation of chloride ion penetration in reinforced concrete elements. A climatic model is used to simulate the exposure (direct, splash and spray) of the elements to environmental conditions. A probabilistic method is used to consider the uncertainties of the material properties and to estimate the parameters for the probability of the element

deterioration due to chloride ions. The transport model considers the thermal diffusion, the water transport by diffusion and capillarity, the chloride diffusion and the carbonation (Figure 43).

The model uses finite elements to solve the chloride transport equations as a function of depth and finite differences a function of time (Conciatori, et al., 2008). Material properties can be derived from data obtained by non-destructive testing for air permeability and electrical resistivity. The results from the tests are used to estimate transport parameters related to capillarity and diffusion process.

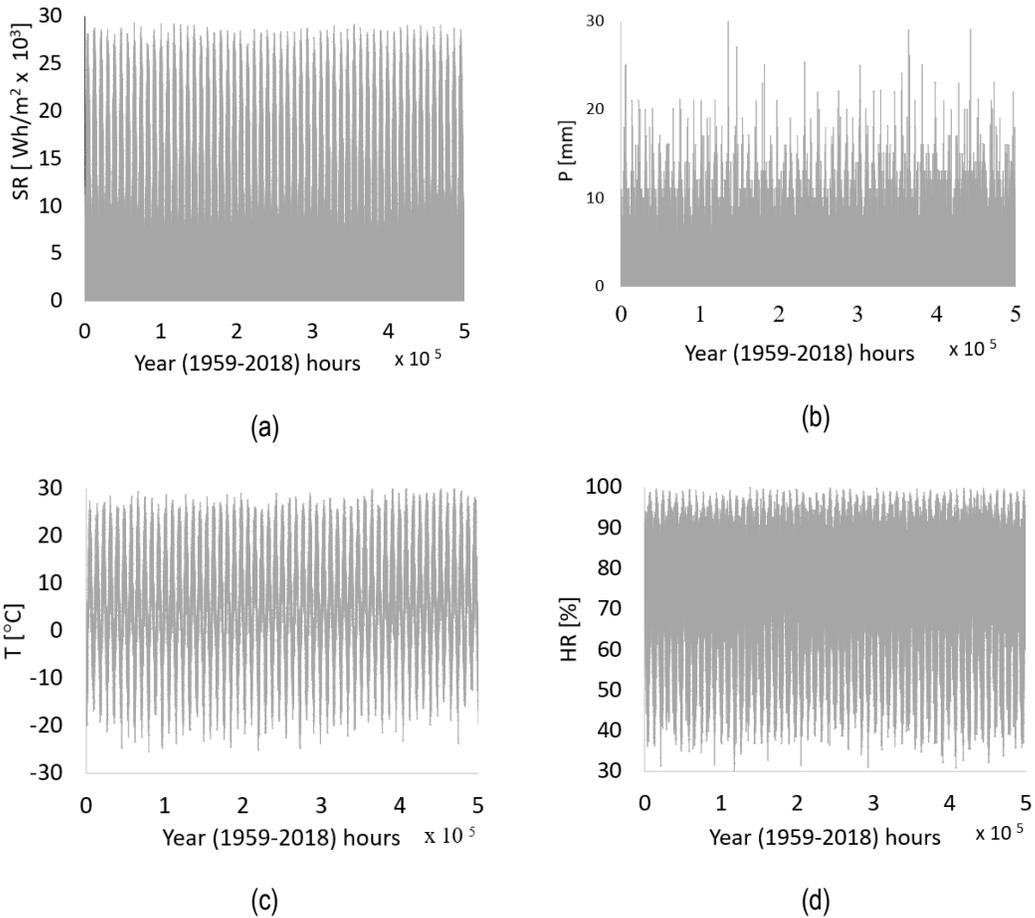


Figure 44. Hourly Climate data, a) Solar radiation, b) Precipitation, c) Air temperature, d) Relative humidity

The chloride transport is predicted by using the time history of meteorological data (air temperature, relative moisture, solar radiation and precipitation) and the chloride concentration on the concrete surface from salting operations for direct, splashing and mist exposure conditions (Conciatori, et al., 2010). Non-destructive tests (permeability, resistivity, etc.) in situ were performed on the slab and on the front wall. These tests were used to obtain concrete diffusion properties as input to the model, and chloride profiles from core samples of the concrete slab was used to validate model predictions. Chloride ions migrate from the concrete surface to the steel rebars.

When the chloride concentration exceeds a threshold concentration at the rebars, corrosion is initiated and the expansion of the products of corrosion damages the concrete (Ghods, et al., 2009).

4.6.1 Transport model

Boundary conditions. Climatic data at 1-hour intervals was obtained from the Anetz (Dorval airport) weather station in Montreal from the 1st of January 1959 to 31st of December 2018, corresponding to the period of the service life of the bridge (Figure 44).

The transport model assumes that direct chloride exposure occurs with the onset of winter precipitation due to the application of de-icing salts, and that splash exposure is delayed by 1 hour after the start of precipitation to account for the accumulation of water as a preliminary condition to splashing. Splash exposure is assumed to end with the end of rainfall due to surface drainage, while a drying period is assumed to define the end of direct exposure. Mist exposure is not directly related to precipitation events but to the level of relative humidity (Conciatori, et al., 2009).

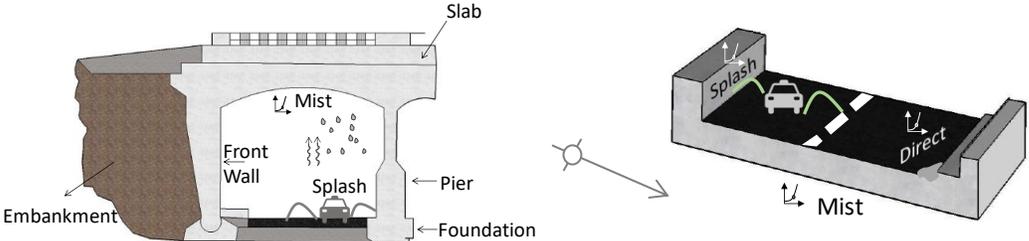


Figure 45. Structural exposures

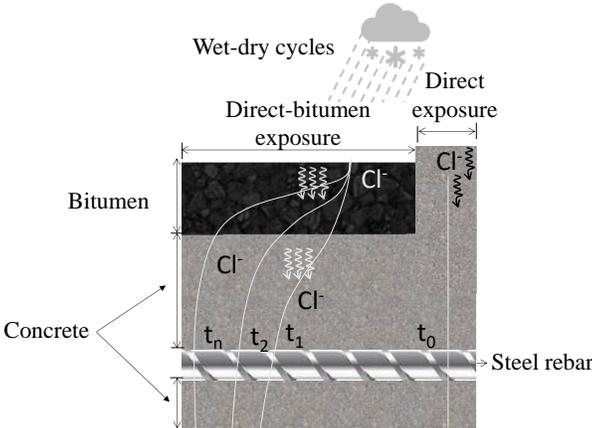


Figure 46. Boundary condition of the topside of the slab

The influence of the layer of bitumen is also considered in direct exposure. Bitumen is permeable to water and in the absence of a sealing membrane, the chlorides leach into the concrete slab in contact with the de-icing salt

(Glanville, 1962). Chloride migration is accentuated in late winter and early spring by the movement of water with freeze-thaw cycles, road traffic and the weight of trucks and vehicles (Hobeda, 2000). Bitumen partially shields the concrete from wetting-drying cycles and reduces the exposure to stagnant water (Figure 46). A comparison of the direct exposure times with and without a bitumen cover is shown in Table 16. Water moves by diffusion towards the bitumen-aggregate interface under the influence of negative Gibbs free energy of water adsorption from 99% humidity (Curtis, et al., 1992). In addition to the naturally exposed bitumen-aggregate interface, water infiltration increases after even one year of service due to cracking of the bitumen film (Brown and Kuntze, 1972).

Table 16. Exposure of the topside of the concrete slab: (a) direct exposure and (b) direct-bitumen exposure

Exposures	Winter rain (Days)	Wetting-drying cycles
Direct exposure (a)	8 807	23627
Direct-bitumen exposure (b)	123	234

The precipitation events and wetting-drying cycles for direct exposure are derived directly from the climate data. The number of events for direct exposure is obtained by optimising the diffusion parameters of the bitumen that provide the best match to observed chloride profiles from core samples. Salt spreading operations and rates of spreading are the parameters considered for the chloride exposure. Salting operations are triggered if one of the following conditions is satisfied:

- The hourly temperature is less than the limiting temperature and the relative humidity is greater than the limiting relative humidity.
- In presence of rain, the temperature is less than the limiting temperature.
- There is a snowfall. This third condition implies the duration of a winter event. When the duration of a winter event without spreading intervention is longer than the specified time interval between the passage of the de-icing trucks (the intervention is defined by the manager).

The average annual consumption (Q_s) of salt estimated from the model for Montreal is $2.149 \text{ kg}_{\text{NaCl}}/\text{m}^2$ for a temperature threshold of 0.5°C for an average of 430 salting operations per year.

Concrete cover characterisation. The transport of substances in concrete directly depends on the material permeability (Conciatori, et al., 2008; Conciatori, et al., 2010). Air permeability and resistivity were measured on the concrete cover of different structural elements of the bridge (slab, front wall and at the level of the retaining walls). The measurements are very sensitive to the water content in the porosity: water content reduces air permeability and the resistivity of the concrete. The air permeability k_T of the concrete cover was obtained with the Torrent® permeability device (SIA 262, 2013; Torrent, 1997; Torrent et al., 2012).

The electrical resistivity ρ of the concrete was measured with the Wenner® device (Azarsa & Gupta, 2017; Du Plooy et al., 2013; Gowers & Millard, 1999). A chart uses both measurements (corrected to 20°C) to determine the quality of the concrete cover represented by the red dots (Figure 47). A correction factor is provided as a function concrete resistivity, which must be above 1 kOhm.cm.

Quality of the concrete cover	Index
Highly permeable	5
Permeable	4
Medium permeability	3
Low permeability	2
Very low permeability	1

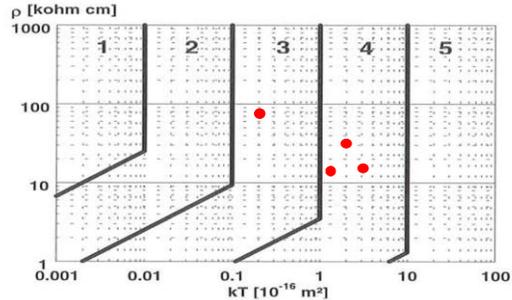


Figure 47. Concrete quality (1-5) according to the air permeability and resistivity measurements (Torrent, 1997)

Comparisons of the measurements with properties of three standard concrete mixes of low (A), moderate (B) and high (C) permeability (Table 17 and Figure 48a) show that the concrete has a high water/cement ratio and corresponds to a very permeable concrete.

Table 17. The material properties of concretes (Conciatori, Brühwiler, et al., 2010).

Concrete	w/c	Water content (kg/m ³)	Air content (%)	k_T (10 ⁻¹⁶ m ²)
A	0.42	121.50	1.5	0.037
B	0.52	152.62	1.5	0.071
C	0.73	159.25	1.5	1.116
In situ tests	0.78	141.20	6.5	2.067

The permeability of the concrete cover in older structures is often high due to cumulative damage to the microstructure of the concrete cover (cracks, material decalcification) (RILEM, 1995). The diffusion coefficient of vapour D_h was obtained as a function of the w/c ratio (Figure 48b). Water transport by capillarity D_{cap} Equation (13)-(14) was derived as a function of the w/c ratio (Figure 48c), the temperature, and the moisture of the concrete by Lagrange interpolation (Conciatori, Brühwiler, et al., 2010):

$$D_{cap} = \begin{Bmatrix} 100 \cdot H \\ 1 \end{Bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 6.248 \cdot 10^{-5} a_1 \\ -1.038 \cdot 10^{-4} a_2 \\ 3.003 \cdot 10^{-5} a_3 \end{bmatrix}^T \cdot \begin{Bmatrix} (w/c)^2 \\ w/c \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (13)$$

where a_1 , a_2 and a_3 account for the effect of temperature on the capillary coefficient:

$$\begin{Bmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.788 \cdot 10^{-7} & -3.04 \cdot 10^{-7} & 8.002 \cdot 10^{-8} \\ -7.355 \cdot 10^{-6} & 7.975 \cdot 10^{-6} & -2.262 \cdot 10^{-6} \\ -2.781 \cdot 10^{-4} & 3.368 \cdot 10^{-4} & -8.978 \cdot 10^{-5} \\ -1.231 \cdot 10^{-2} & 1.779 \cdot 10^{-2} & -4.608 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix}^T \cdot \begin{Bmatrix} T^3 \\ T^2 \\ T \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (14)$$

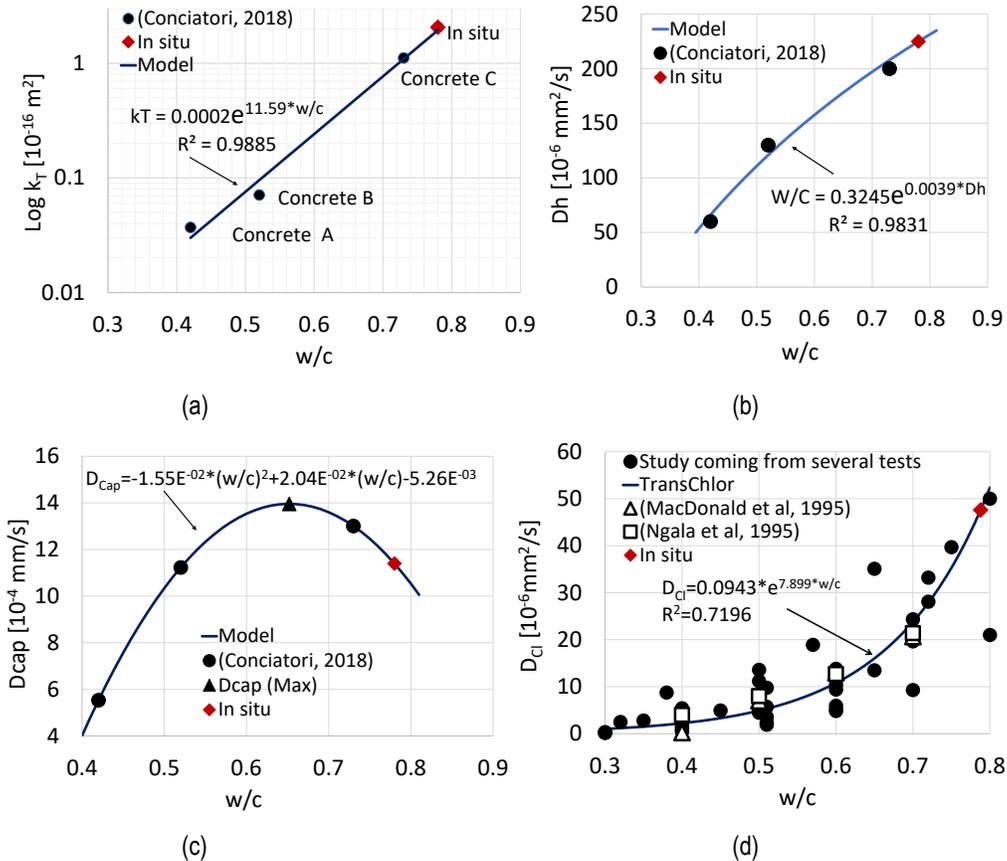


Figure 48. (a) Relation between k_T and w/c and (b) Relation between D_h and w/c (c) Relation between D_{cap} and w/c (d) Relation between D_{Cl} and w/c

Hence, the volume of the capillary pores increases with w/c but the capillary force decreases according to Laplace's strength (Lura et al., 2003). In saturated conditions, diffusion is predominant and related to the chloride diffusion coefficient D_{Cl} , which can be correlated with the w/c ratio as presented in Figure 48d (MacDonald and Northwood, 1995), (Ngala, et al., 1995), and compared to studies from several tests (Maekawa and Ishida, 2000; Marchand, et al., 2002; Masi, et al., 1997; Morris and Vázquez, 2002).

Validation of the transport model. The transport model was validated by comparison with data from core samples from both the underside and top of the slab (Figure 49 and Figure 50). For the underside of the slab, the model assumes a salt-laden mist exposure (Figure 51a), while a direct-bitumen exposure is assumed at the top of the slab (Figure 51b). The variation of chloride content as a function of time is rapid at 25 mm depth since

capillary effects dominate. At greater depths (>50 mm), the chloride concentration profile slowly increases with time since diffusive transport dominates. Diffusion is also predominant for the top of the slab, which is exposed to stagnant water (Figure 51). The slab of the bridge under study has no protective membrane.

The chloride penetration profile of the concrete slab simulated with the TransChlor® deterioration model show good agreement with the experimental results from the core samples from the slab. The variability observed on the core samples is due to the fact that they were collected in a scattered manner on the slab where some cores were located at most severe chloride exposure (Figure 49 and Figure 50).

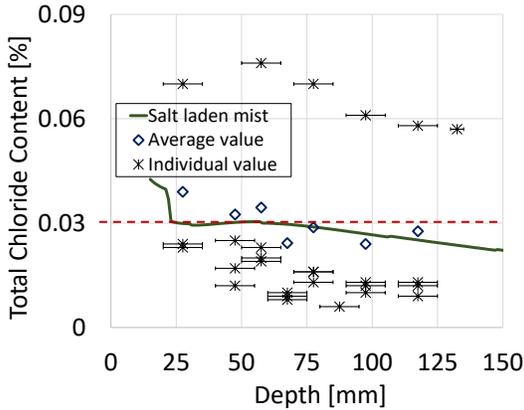


Figure 49. Total chloride ion content for core samples from the underside of the slab

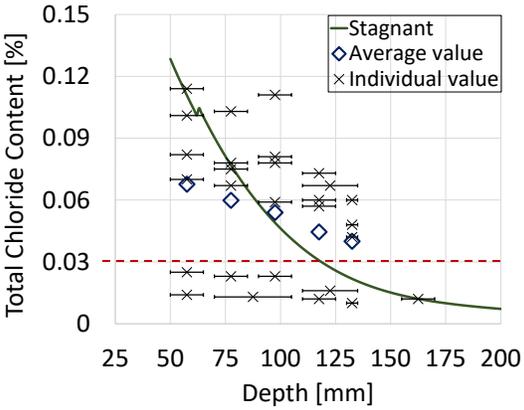
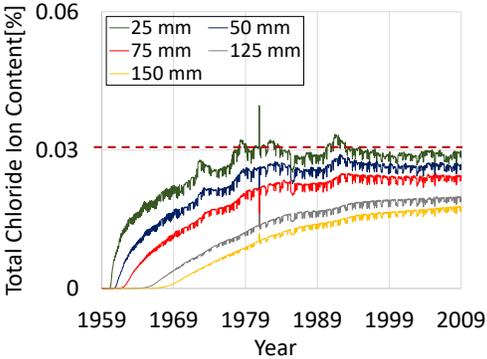
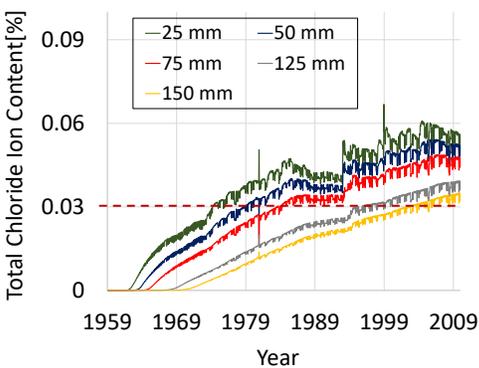


Figure 50. Total chloride ion content for core samples from the top of the slab.



(a) Underside of the slab (mist exposure)



(b) Top of the slab (direct-bitumen exposure)

Figure 51. Simulations of the chloride content: (a) for the underside and (b) the top of the slab

Lines correspond to the model predictions while symbols correspond to experimental data. The model predictions correlate well with the means of the observations from cores drilled samples. Uncertainty for the chloride content from individual core samples are commonly given by the spatial variability in the material properties and the exposure conditions. For example, data collected from slabs can vary due to the slope and

drainage of the surface of the slab or local ponding near features such as sidewalks and drains, which is not considered in the numerical models.

4.6.2 Probabilistic model

The probability of initiation of corrosion is obtained by convolution between the probability distributions for the chloride content at the level of the rebars and the probability distribution for the chloride threshold for corrosion Equation (15).

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} (f_s(x, t) \cdot F_R(x)) dx \tag{15}$$

Where f_s is the probability distribution of the chloride content at the level of the rebars and F_R is the cumulative probability distribution function for the chloride corrosion threshold (Figure 52).

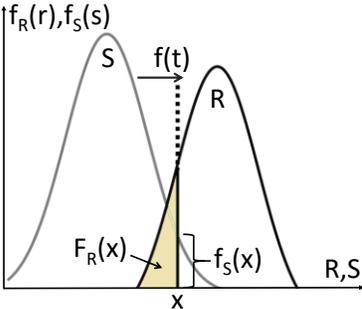


Figure 52. Probability of corrosion initiation (Conciatori, 2006)

The position of the first rebars at the top of the slab varies from 78 to 254 mm. The mean cover thickness is in the order of 150 mm. The cover thickness at the underside of the slab varies from 40 to 60 mm with an average of 50 mm. The chloride concentration threshold for the initiation of corrosion is based on data from the Federal Highway Administration (FHWA).

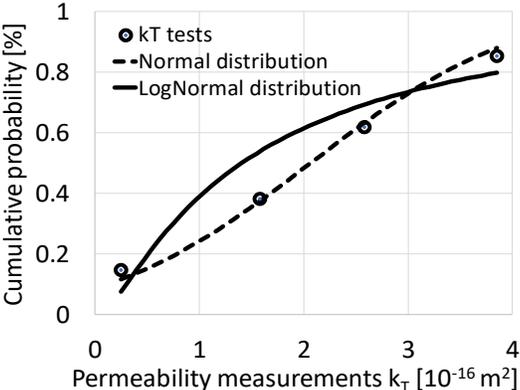


Figure 53. Cumulative distribution function of permeability

For most concrete decks, in the presence of moisture and oxygen, the rebar corrosion is initiated at a soluble chloride content of 0.025 to 0.030% by concrete weight. The mean μ and standard deviation σ of the threshold concentration converted into percentages by mass of cement used in this study is presented in Table 18.

Solicitation assessment (model input data). For the corrosion initiation probability analysis, it is essential to specify the distributions to use in the deterioration model. The probability plot for the permeability indicates that a normal distribution provides a good fit to the data (Figure 53).

Table 18. Threshold concentration for Steel rebars

Mean and standard deviation		LogNormal probabilistic distribution parameters	
μ [% Cl- per weight of cement]	σ [% Cl- per weight of cement]	$\lambda = \ln\left(\frac{\mu^2}{\sqrt{\mu^2 + \sigma^2}}\right)$	$\xi = \sqrt{\ln\left(\frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1\right)}$
0.59	0.16	-0.56	0.26

The Monte-Carlo method allows several probabilistic parameters to be treated and inserted into the transport model (Conciatori, 2006). Monte-Carlo simulation was used to estimate the average and standard deviation of the input parameters of the deterioration model (Table 19). A normal distribution was used for the permeability of the concrete and the parameters for the other transport parameters were derived using equations of Figure 48 by first obtaining a w/c ratio from a given permeability and then corresponding values for the transport parameters by performing 100,000 Monte Carlo simulations by the Phimecasoft software.

Table 19. Distribution for the transport parameters

Transport parameters	μ	σ	Distribution
K_T (10^{-16} m ²)	2.068	1.319	Normal
D_h (10^{-6} mm ² /s)	225.3	16.62	Normal
W/C (%)	0.783	0.051	Normal
D_{Cl} (10^{-6} mm ² /s)	49.47	20.52	Normal
D_{cap} (10^{-4} mm/s)	11.10	2.11	Normal

Probability distribution for the time to initiation of corrosion. The estimation of the probability distribution function for chloride concentration as a function of depth can be performed through numerical integration or Monte Carlo simulations. However, these methods are computing intensive in comparison to the Rosenblueth point estimation method (Conciatori, Bruhwiler, et al., 2009; Conciatori et al., 2015). The deterioration model was used in combination with the Rosenblueth point estimation method to propagate the uncertainty on the diffusion parameters and to estimate the probability distribution function of the chloride content as a function of time at the level of the rebars (Conciatori et al., 2018). The Rosenblueth estimation method is used to estimate the first two moments (the mean and variance) of the probability distribution function of chloride content by

performing a limited number of simulations at specified values of the input variables (i.e. mean value \pm one standard deviation) (Conciatori, Brühwiler, et al., 2010; Conciatori et al., 2015).

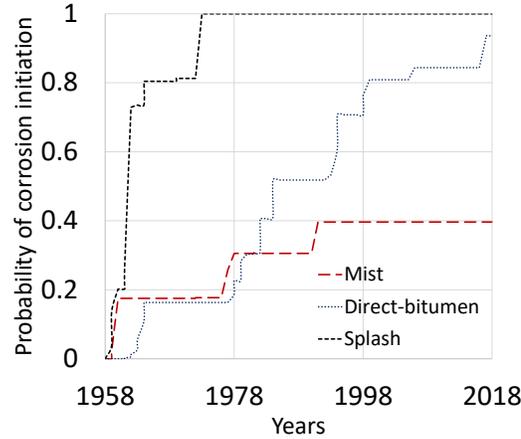


Figure 54. Cumulative probability of corrosion initiation for the three types of exposure condition

The probability distribution function for the time to the initiation of corrosion was then evaluated using Equation (15) as described above for the three types of exposure. The maximum probability as a function of time is shown in Figure 54. The step function represents the maximum probability due to an increase of the reinforcing steel resistance to chloride ions. For rating the condition of the structure, the corrosion initiation probabilities of the three exposures in 2018 were used. The splash exposure is the most severe exposure condition due to the capillary suction.

4.6.3 Local (element) condition rating from numerical model

The material condition m_i of a structural element i is assumed to be a function of the probability that the steel rebar is corroding P_f , Equation (16).

$$m_i = \left[1 - \sum_{k=1}^N \frac{S_{k,i}}{S_{T,i}} \cdot P_{fk,i} \right] * 4 \quad (16)$$

where N is the number of zones of different exposures for a given element, $S_{k,i}$ is the surface of the element exposed to the exposure type i , $S_{T,i}$ is the total surface area of the element and $P_{fk,i}$ is the probability that corrosion has initiated for exposure type k . For instance, the lower part of the front wall (Figure 45) is exposed to splashing from vehicles and the upper part is exposed to salt laden mist. The maximal height H_{max} Equation (17) of the splash was considered to determine the different exposed surfaces (Keserle et al., 2021).

$$H_{max} = 0.82v^{0.25} \quad (17)$$

where v is the vehicle speed (50 km/h in this study). The material condition m_i (Equation (18) of the front wall was evaluated, based on Table 20:

$$m_i = \left[1 - \frac{0.9995 * 69.44}{128.49} + \frac{0.3964 * 59.04}{128.49} \right] * 4 \approx 1.11 \quad (18)$$

Table 20. Material-rating calculation parameters using the deterioration model for the front wall

Element	Front Wall	Unit
Total surface = wide * height	128.49 = 31.34 * 4.1	m ²
H _{max} (splash)	2.216	m
Splash surface (=wide * H _{max})	69.44	m ²
Salt laden mist surface	59.04	m ²
P _f Splash	99.95	%
P _f Salt laden mist	39.64	%

Behaviour ratings. The assessment of the behaviour of an element depends on the incidence of its defects. For the front wall, the material rating indicated a value of $m_i = 1.11$. Since the front wall is classified as a main element, a behaviour rating of $b_i = 1$ is assigned since 72.23% of the material is affected by corrosion before conversion by the factor 4 in the scale of the four levels of degradation (1→4) Equation (18) and Table 14. For bridge elements that cannot be evaluated by the deterioration model, it was decided to use the visual inspection ratings instead. This is the case of the running surface, the guardrails, and the pavement transition as well as behaviour for foundations. The complete assessment of the material conditions and structural behaviour of the reinforced concrete elements of the bridge are summarised in the section (§ 4.8).

4.7 Methodology for global rating

The global index gives an indication of the structure deterioration in terms of behaviour and material, considering the impact of each element in the global state. This paper proposes the evaluation of the global index by the means of consequence tree analysis. The local ratings of the structure elements previously obtained are then combined by considering the impact of each element on performance.

4.7.1 Tree decision analysis

The 'parent-child principle', based on the decision tree analysis, enables to identify the link between element performance and global performance. As an example, a soil failure has a repercussion on the abutment foundation (Figure 55) which in turn has a repercussion on the bridge seat, and the on the slab.

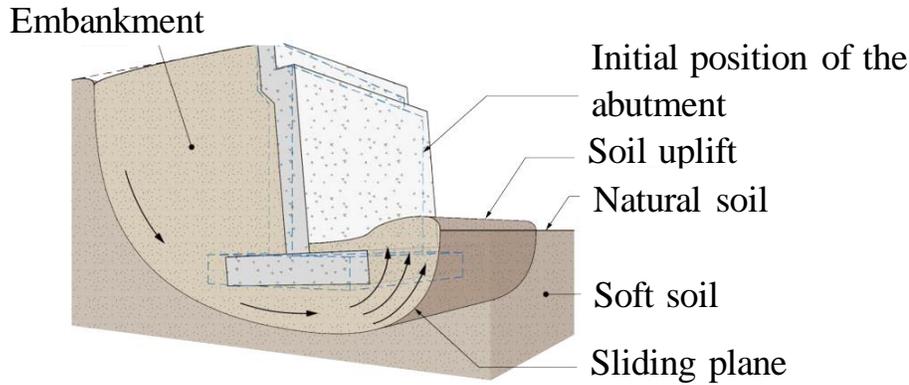


Figure 55. Example of abutment failure links (MTQ, 2017)

Let x_{ij} denote the dependency between two local elements i and j of the bridge:

- $x_{ij} = 1$ if the degradation of the element i affects the element j ;
- $x_{ij} = 0$ if the defects of the element i do not impact the element j .

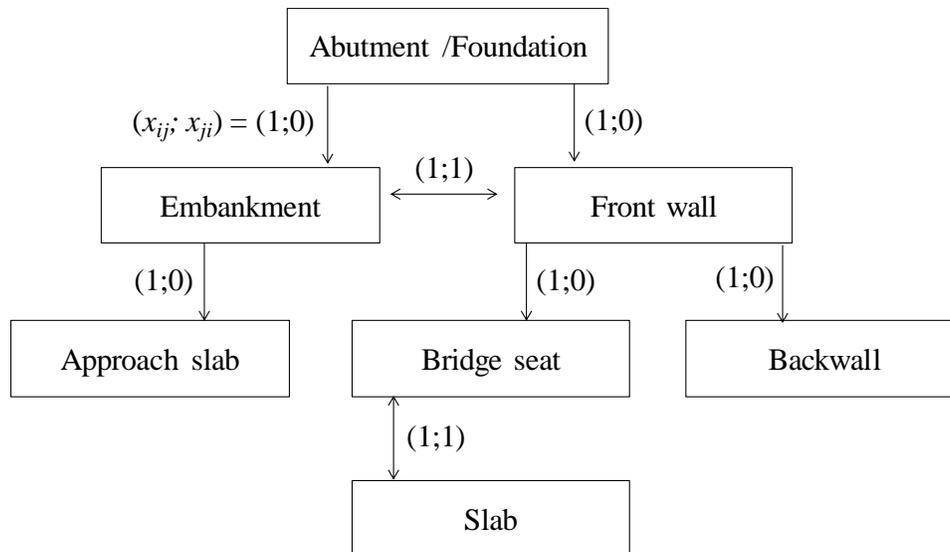


Figure 56. Failure links $(x_{ij}; x_{ji})$ for the abutment of the bridge

In this way, $(x_{ij}; x_{ji}) = (1; 0)$ when the degradation of the element i affects the element j (but the reverse situation is not true). $(x_{ij}; x_{ji}) = (1; 1)$ means a reciprocal situation between the elements i and j . The defect affection of the abutment of the bridge is given in Figure 56.

Based on this concept, the whole assignment links for the bridge can be made (Table 21 and Table 22) for the two spans of the bridge.

Table 21. Defect assignment links to the West pan of the bridge. E: Embankment; A/F: Abutment Foundation; FW; Front Wall; P/F: Pier Foundation; P/B: Pier Barrel, RS: Running Surface; ES(S): External side (South); ES(N): External side (North); S(S): Sidewalk (South); S(N): Sidewalk (North); S: Slab; G(S): Guardrails (South); G(N): Guardrails (North); PT: Pavement Transition

	E	A/F	FW	P/F	P/B	RS	ES(S)	ES(N)	S(S)	S(N)	S	G(S)	G(N)	PT
E	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
A/F	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
FW	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
P/F	0	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	0	0	0
P/B	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
RS	0	0	0	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
ES(S)	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0
ES(N)	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0
S(S)	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1	1	1	1	0
S(N)	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
S	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
G(S)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
G(N)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PT	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Table 22. Defect assignment links East span. E: Embankment; A/F: Abutment Foundation; FW; Front Wall; P/F: Pier Foundation; P/B: Pier Barrel, RS: Running Surface; ES(S): External side (South); ES(N): External side (North); S(S): Sidewalk (South); S(N): Sidewalk (North); S: Slab; G(S): Guardrails (South); G(N): Guardrails (North); PT: Pavement Transition

	E	A/F	FW	P/F	P/B	RS	ES(S)	ES(N)	S(S)	S(N)	S	G(S)	G(N)	PT
E	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
A/F	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0
FW	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
RS	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
ES(S)	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
ES(N)	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
S(S)	0	0	1	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0
S(N)	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
S	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
G(S)	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
G(N)	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
PT	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1

4.7.2 Global rating from visual inspection or deterioration model

The overall index in terms of material I_M and behaviour I_B derived from the local rating m_i and b_i calculated for each element i are calculated with Equations (19) and (20) from the global assignment links (x_{ij} , x_{ji}):

$$I_M (\%) = 100 * \left(1 - \left[\frac{R_M - R_{M_{best}(\forall i, m_i=4)}}{R_{M_{worse}(\forall i, m_i=1)} - R_{M_{best}(\forall i, m_i=4)}} \right] \right) \quad (19)$$

$$I_B (\%) = 100 * \left(1 - \left[\frac{R_B - R_{B_{best}(\forall i, b_i=4)}}{R_{B_{worse}(\forall i, b_i=1)} - R_{B_{best}(\forall i, b_i=4)}} \right] \right) \quad (20)$$

The global indexes of the bridge I_M and I_B are calculated considering the relative limit state conditions of the structure when it is in its best and worst condition: $R_{M(\text{best})}$; $R_{M(\text{worse})}$ for the overall material rating of the structure and $R_{B(\text{best})}$; $R_{B(\text{worse})}$ for the overall behaviour rating of the structure:

- $R_{M(\text{best})}$ and $R_{B(\text{best})}$ represent the best condition for the structure when all the ratings b_i and m_i are equal to 4,
- $R_{M(\text{worse})}$ and $R_{B(\text{worse})}$ represent the worst condition for the structure when all the ratings b_i and m_i are equal to 1.

R_M and R_B are intermediate equations of the evaluation of the bridge material and structural behaviour ratings defined as follows Equation (21):

$$R_M = \sum_{i \in W} A^{m_i} \sum_{j \in W \setminus i} x_{ij} \text{ and } R_B = \sum_{i \in W} A^{b_i} \sum_{j \in W \setminus i} x_{ij} \quad (21)$$

W is the amount of global assignment links and A is a factor representing the degradation evolution. In this paper, it is assumed that repair costs increase by a factor of $A = 5^j$ for degradation levels ($j=4$ for α , $j=3$ for β , $j=2$ for γ and $j=1$ for δ). This assumption shown in the Figure 40 is based on the evolution of repair costs suggested by Sitter (1984) such that the maintenance of a bridge in good condition has a unit costs x \$, with minor repairs costs $5x$ \$, with major repairs costs $25x$ \$ dollars and the replacement costs $125x$ \$).

4.8 Results and discussions

A multi-scale assessment of the bridge in terms of material and behaviour was performed using the visual inspection model combined with the deterioration model TransChlor®. The results are first presented at the local scale, and then at the global scale of the bridge. A general state of the bridge is defined by the structural and material state global index. Those results aim to propose a multi-scale assessment as a strategy for managing interventions on an element of the bridge at the local level, or an intervention on the bridge at the global level.

4.8.1 Bridge local rating

The local assessment is interesting for the manager to know which element should be repaired. The entire material and structural behaviour ratings of the local elements of the bridge obtained previously are shown in Figure 57.

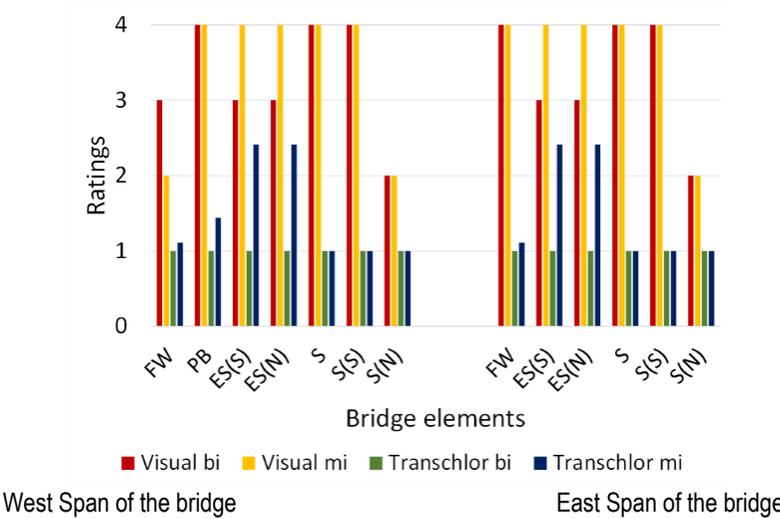


Figure 57. Element material and behaviour ratings. FW: Front Wall, PB: Pier/Barrel, ES(S): External side (South), ES(N): External side (North), D: Deck, S(S): Sidewalk (South), S(N): Sidewalk (North).

We note that the traditional method of visual inspection scores the bridge elements between 3 and 4 on the two spans for more than 50% of the elements. That indicates that the local elements are in very good condition. Only the sidewalks S(N) of the bridge is in an advanced state of degradation (with a score of 2). In a local management system, this approach allows to target a local intervention at the level of the elements of a bridge, which needs to be repaired. Based on the visual inspection method, only the sidewalks need to be repaired.

The ratings using the proposed approach with the deterioration model are mostly lower than those obtained by visual inspection and are between 1 and 2. The bridge slab (S) rating ($b_i = 1$ and $m_i = 1$) illustrates the effect of severe exposure conditions of northern regions causing this significant deterioration. In contrast to the visual inspection results, most bridge elements must be repaired as soon as possible, because their defects in terms of material m_i significantly affect the behaviour b_i of the structure for the user.

4.8.1.1 Visual inspection assessment limits

Although visual inspection can be used to assess the condition of a bridge, they do not provide information on the true state of the elements. Indeed, the rating of the different defects depends on the judgement of the inspecting engineer (MTQ, 2017). To this effect, visual inspection under evaluates the defects of an element and can lead to erroneous ratings and structural safety problems. After 60 years of service, traffic growth and

environmental impacts have generally caused the structures to be affected over the years. The analysis provided by the deterioration model TransChlor® shows the chloride ion content on the top and underside of the slab are greater than the threshold for corrosion initiation required. This is evidence of significant deterioration of the slab, contrary to the observations from visual inspections (Figure 57).

This result is validated by measurements of chloride content on several core samples. Considering the levels of chloride ions measured at the slab, these signs of corrosion indicate that there is no effective barrier against the migration of chloride salts from the pavement to the upper reinforcing beds of the slab. That is due to the absence of a sealing membrane observed from the cores, which is also contrary to common practice at the time of the construction of the bridge. The limits of visual inspection can also be explained by the level and number of repairs performed on the structure.

Previously, at different years, local repairs were performed on the upper parts of the pile with projected concrete and on the lower parts with formwork and extra concrete cover. Repairs were also made to the abutments and retaining walls with formwork and resurfacing. The construction joints of the overpass of the bridge deck were also sealed. The slab was partially demolished and repaired with an overlay and replacement of corroded reinforcing bars. At the level of the deck underpass, the undersides were repaired with shotcrete followed by sidewalk repairs. Recently, the bridge was completely renovated at the same year. At the level of the abutments, the front walls were demolished. The existing reinforcement was preserved and a new of shotcrete without excess thickness with new reinforcement was placed. A new concrete with over thickness was placed. A new sealing membrane and bituminous asphalt were placed on the slab. The guardrails and sidewalks were demolished and reconstructed. The internal faces of the retaining walls were demolished and repaired by shotcrete over thickness.

4.8.1.2 Deterioration model advantage in the assessment

After 60 years service, visual inspections of the structure elements indicated that they were in a relatively acceptable condition (Figure 57). The damage observed was not such as to affect the structural capacity of the bridge. The bridge elements were therefore not significantly damaged, as shown by the visual inspection results. Since its construction, the bridge has not been fully renovated. The ratings obtained by deterioration model revealed the internal deterioration that is not visible by visual inspection. It is important to note that several uncertainties are present with visual inspection due to the inspection process (improper observation and interpretation of defects). The deterioration analysis with TransChlor®, based on in-situ tests, allows to identify the onset of rebar corrosion that cannot be detected by visual inspection. This analysis converges with studies, which establish that corrosion of the reinforcement in the presence of chloride ions is the basis of the deterioration mechanism affecting structures.

The results of the assessment of the deterioration model (TransChlor®) indicate that repairs are necessary on all the elements assessed, contrary to the inspection model, which indicates a satisfactory condition of the elements. The evaluation of the deterioration at the global level of the bridge also allowed to assess the evolution of the bridge's condition and for its maintenance planning by incorporating the deterioration model (TransChlor®) in the intervention strategy.

4.8.2 Bridge global rating

Most infrastructure managers need to have an overall assessment of structures to decide which structure requires intervention. The overall bridge rating in terms of material and structural behaviour are presented in Figure 58. The condition state of the bridge assessed by visual inspection alone are $I_M = 78.76\%$ and $I_B = 79.9\%$. The visual inspection indicates that the structure is currently in good condition but may soon pass into the zone (B) (Figure 58) and require preventive maintenance as soon as possible. The preventive maintenance consists in intervening on a structure to prevent or slow down the progression of damage that could lead to its premature deterioration.

The deterioration model evaluates the material and behaviour ratings $I_M = 44.45\%$ and $I_B = 43.55\%$ respectively (Figure 58). Those values are lower than the visual inspection ratings. The deterioration model shows that the bridge is in the process of exceeding the permissible limit threshold of the service condition characterised by phase C. However, such degradation was not observed by visual inspection.

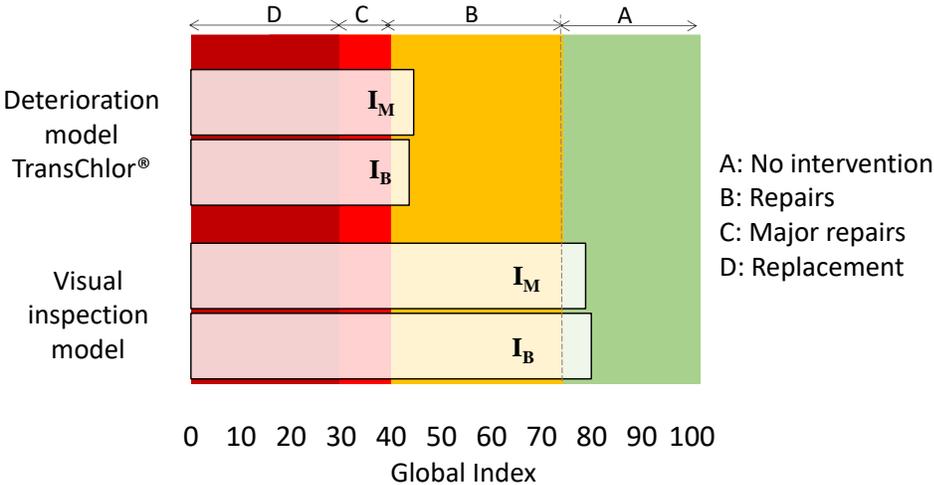
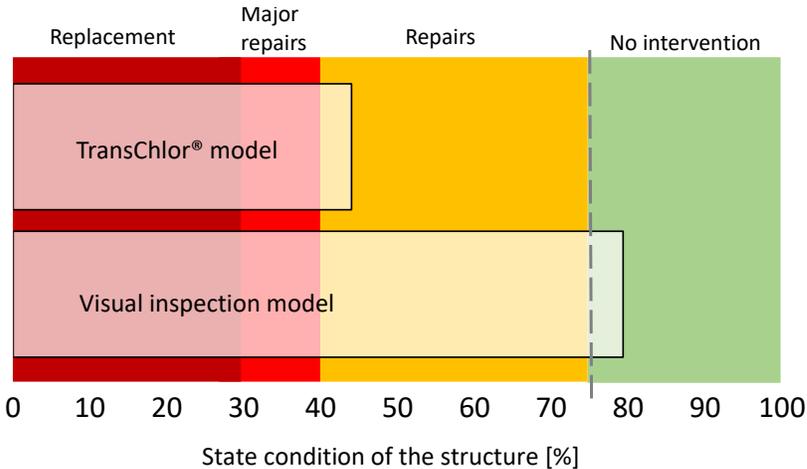


Figure 58. Bridge behaviour and material condition by visual inspection and TransChlor® deterioration model

This may explain why some bridge collapses has been observed recently when a visual inspection campaign had been conducted (Bazzucchi, et al., 2018). The unobservable evidence of damage and/or deterioration

associated with visual inspection did not allow a complete interpretation of the state of degradation of these structures built more than 50 years ago.

A model only based on visual inspection can identify the most obvious visible deteriorations (identified by C, D and E phases in Figure 38). The early signs of deteriorations, such as steel rebar corrosion (phase B), can only be predicted by a deterioration model. In order to facilitate the decision of the manager, the following summary is proposed to combine the two different approaches of ratings, in terms of material and in terms of behaviour for the two indexes I_M and I_B analysed by visual inspection and numerical model. A general condition state of the bridge is then obtained by redundancy, allowing to corroborate the results.



The general condition state is obtained by averaging the material and behaviour index of the bridge (Figure 59). Based on the results of the visual inspection, which indicated a satisfactory condition of the bridge, the deterioration model shows the need for a complete repair of the bridge as predicted by the local assessment of the bridge elements. Given the importance of the bridge in the urban mobility of the City of Montreal, a complete rehabilitation of the bridge was recently carried out as indicated in the section (§ 4.8.1.1).

The need to refine the assessment of bridge condition state by combining visual inspection with deterioration prediction models is important. The management strategy, presented in Figure 60, is proposed to efficiently assess the condition of a structure.

First, the structure is analysed by visual inspection to detect some defects. If the defects are severe (bad condition), the manager can directly plan a major maintenance. Otherwise, if only minor defects are detected (good condition) and do not need maintenance intervention, the condition state of the structure is then verified with the deterioration model. At this step, the deterioration model can be run without core drilling (not to damage the structure) to get just an approximation of the state condition. If the prediction model assessment is also good,

the structure does not need intervention. Otherwise, the prediction model can be validated with core samples. The manager can plan a minor intervention in the case of results indicating deterioration. This approach can be used to avoid major intervention on the structure and can be cost effective if the structure is regularly monitored.

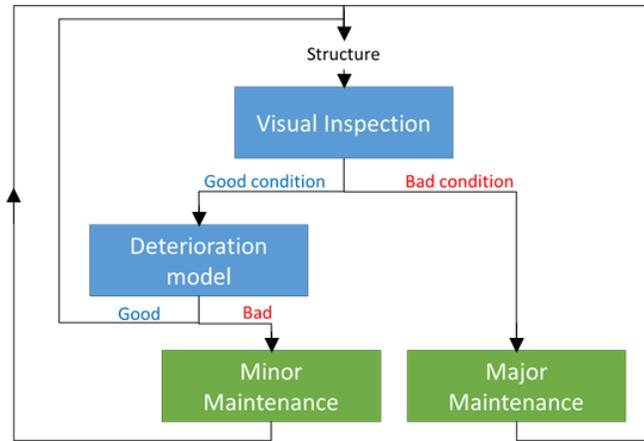


Figure 60. Assessing the state condition of a concrete bridge combining the visual inspection and a deterioration model.

For usual exposure conditions, this model has a good agreement with the in-site condition. If a doubt on the degree of exposure of the structural element emerges, as for the tunnel in Switzerland (Bisschop et al., 2016), different possibilities exist: extract cores and compare with the deterioration model; calculate with two limits exposures as aggressive and mild exposure; and study the real exposure.

Conclusion

This paper proposed a new methodology to assess the condition state of a structure in terms of material and behaviour to help managers in maintenance decisions. The uncertainty associated with visual inspections of physical and chemical degradations of a structure in corrosive environments is considerable and are not sufficient for an accurate assessment of its state. This study proposes to complement traditional visual inspection ratings by predictions from a deterioration model. The two approaches presented in this article have different forecasting and usage capabilities:

- The visual inspection procedure separately assesses (i) the material deterioration and (ii) the structural behaviour of the bridge at the local and global level. This approach could provide to the managers the idea to conduct some urgent repair at local level on an element of the bridge and global intervention on the bridge. This study shows that visual inspection does not detect all the deteriorations of the structure.
- The numerical deterioration model (TransChlor®) allows to improve the assessment of the bridge condition at the local and global level. The model considers the physicochemical phenomena

responsible for structural deterioration. The model considers the real boundary conditions of the climate and environmental exposure of the structure. The predictions have been validated by the experimental data from core samples drilled at the intrados (underside of slabs) and extrados (above the slab).

Combining the visual inspection with a deterioration model allows to quantify the state of degradation for a better maintenance intervention on a structure. This approach refines the deterioration assessment of the early state of the structure degradation.

Although the proposed methods will promote an increased in the use of preventive maintenance in bridge management, its implementation requires additional resources (equipment for core samples, qualified personal to run the models), that can be justifiable from an optimised life cycle costs perspectives.

This new methodology will be used in future research to assess the temporal variation of a bridge deterioration process in relation to the degrees of severity of the defects due to corrosion and cracking until the delamination with the periodic observations of visual inspection. This can also be used for the evaluation of aging structures on a road network to optimise the road network performance. Furthermore, the assessment of the service condition of the bridge, presented in this paper, was based on the instantaneous probability of corrosion initiation. However, this assessment could be improved by considering the defects representative of the real condition, i.e. the corrosion propagation, cracking then delamination.

Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the Islamic Development Bank, Fonds de recherche du Québec – Nature et technologies for their financial support. The authors also want to thank Service des infrastructures, de la voirie et des transports de la ville de Montréal and the *Ministère des Transports du Québec* for their collaboration.

Data availability statement

Some or all data, models, or code generated or used during the study are proprietary or confidential in nature and may only be provided with restrictions: TransChlor source code and visual inspection data (from the Ministère des Transport du Québec).

Chapitre 5 Variation temporelle de la condition d'état d'un pont en béton armé

Pour les structures vieillissantes, les gestionnaires sont soucieux de protéger leur service par une planification élaborée de l'entretien grâce à une surveillance et des inspections à intervalles appropriés. Dans la mesure du possible des options de restrictions de capacités et de charges de ces structures sont effectuées en vue d'assurer un service minimal acceptable pour la mobilité des personnes et des marchandises. La surveillance régulière comprend l'inspection, la réparation, la réhabilitation hors service. Le plus souvent, le manque de données historiques d'inspection visuelle de ponts ne permet pas de bonifier les mesures prises dans les activités courantes ou futures maintenances ou réhabilitations des structures. La combinaison de l'inspection visuelle avec un modèle de détérioration permet de quantifier de façon explicite les dégradations précoces non visibles et affiner les résultats obtenus à l'inspection visuelle pour une meilleure intervention de maintenance des infrastructures.

Ce chapitre décrit une approche d'évaluation temporelle de l'état du pont à l'étude basée sur le modèle de prédiction de la détérioration TransChlor®. Cette investigation de l'évolution de l'état permet d'analyser les dégradations non visibles à l'inspection visuelle. Les propriétés du béton et l'action du microclimat sur la structure constituent les conditions de bord du modèle. Cette évaluation de la condition d'état de pont amélioré estime les défauts représentatifs de l'état réel de la structure pendant sa durée de vie, c'est-à-dire la propagation de la corrosion, la fissuration puis la délamination.

5.1 Évaluation de la condition d'état du pont à l'étude

La méthodologie proposée est mise en application pour le pont présenté au chapitre 4. Le pont en béton armé est âgé de 60 ans et se situe au Québec (Figure 26). La structure du pont est de type portique à deux travées symétriques (la portée libre est de (11,4 m) avec une dalle épaisse arquée de 1 m d'épaisseur aux appuis et de 0,6 m au centre. Les appuis d'extrémité et centraux sont continus sur toute la largeur de la structure.

L'exposition de la structure au microclimat (Annexe C) est constituée de données climatiques (précipitations, rayonnement solaire, température de l'air, et l'humidité relative) permettant de définir les conditions de bord du modèle. Les données climatiques sont obtenues à intervalles réguliers d'une heure provenant de la station météorologique d'Anetz (aéroport de Dorval) à 15 km environ de la structure (Figure 44). L'exposition se compose également de données environnementales, constituées dans ce cas par l'épandage de sels sur la chaussée. Le contact du sel avec la structure, soit le modèle environnemental, considère le passage d'une saieuse en fonction des conditions climatiques (pluie ou humidité relative élevée en dessous d'une température seuil, précipitation nivale) et de l'organisation interne des travailleurs (§ 4.6.1). La migration des chlorures est

accélérée lorsque de l'eau est en contact avec le béton d'enrobage induisant un processus de succion capillaire et d'advection des chlorures par l'eau. Le temps contact de l'eau liquide est le facteur prépondérant dans la migration des chlorures et varie selon le type d'exposition. Par exemple, pour l'exposition directe, le contact de l'eau liquide se produit en présence de précipitations et se termine à la fin de la précipitation ou à 6h du matin, lorsque la précipitation se termine après 18h pour tenir compte d'un séchage lent de la structure pendant la nuit; pour l'exposition aux éclaboussures le contact de l'eau se produit une heure après le début de la précipitation et se termine aussitôt la précipitation terminée; finalement pour l'exposition au brouillard salin, il n'y a pas de contact avec de l'eau liquide et le niveau hydrique dans les pores du béton s'équilibre avec l'humidité relative dans l'air (Conciatori, et al., 2009).

Le transport des chlorures dans le béton dépend directement de la perméabilité du matériau (Conciatori, et al., 2008; Conciatori, et al., 2010). La perméabilité à l'air et la résistivité électriques sont des essais non destructifs et renseignent sur les propriétés du béton dans le modèle de dégradation de différents éléments structurels du pont (dalle, mur avant et au niveau des murs de soutènement). La perméabilité à l'air k_T de l'enrobage du béton a été obtenu avec l'appareil de perméabilité Torrent® (Torrent, 1997; Denarié, et al., 2005), tandis que la résistivité électrique ρ du béton a été mesurée avec l'appareil Wenner® (Conciatori, 2006; Gowers and Millard, 1999). Un descriptif de ces tests se trouve dans l'annexe D. La Figure 47 présente la qualité de l'enrobage du béton selon les mesures de perméabilité à l'air et de résistivité représentée par les points rouges. L'interprétation de l'essai Torrent est très sensible à la teneur en eau dans les pores : à l'état de saturation par exemple, l'essai Torrent présente un résultat erroné où le matériau est considéré comme non poreux.

Les essais ont été réalisés en été en vérifiant les conditions météorologiques, comme le taux d'humidité inférieure à 70%, pas ou peu de précipitation les jours précédents l'essai et la température ici à 20°C. La corrélation des résultats des tests avec les propriétés de trois mélanges de béton standard de perméabilité faible, modérée, et élevée, réalisés dans un autre travail de recherche (Conciatori, et al., 2010). Cette étude a permis d'évaluer le rapport (E/C) et les paramètres de transport influencés par les propriétés du béton de la structure, à savoir : le coefficient de diffusion de la vapeur d'eau D_h (Figure 48b); le coefficient de transport de l'eau liquide par capillarité D_{cap} (Figure 48c) et le coefficient de diffusion des ions chlorures (Figure 48d), (§ 4.6.1)

Cette phase expérimentale et les données météorologiques et environnementales, présentées dans le chapitre 4, ont permis de simuler le transport des ions chlorure dans l'enrobage du béton tenant compte des différentes conditions d'exposition de la structure à l'étude et de la variabilité des paramètres de transport du matériau. Un traitement probabiliste des intrants du modèle permet d'obtenir des profils de chlorure dans le béton d'enrobage sous forme probabiliste en utilisant une méthode de Rosenblueth, évoluant de façon temporelle. Ensuite,

l'initiation de la corrosion est calculée avec le produit de convolution entre les distributions probabilistes de la concentration en chlorure au niveau des armatures et de la résistance de l'acier aux chlorures (§ 4.6.2).

Les résultats du modèle numérique TransChlor® ont été comparés avec des profils de concentration de chlorure provenant de carottes prélevées sur les faces inférieure et supérieure de la dalle (Figure 49 et Figure 50). L'état d'un élément de la structure est alors évalué avec les données de la probabilité de l'initiation de la corrosion provenant du modèle de dégradation à deux niveaux, soit au niveau de la sécurité structurale et au niveau de l'état de service. L'état de chaque élément de la structure (niveau local) est alors combiné eux, avec une analyse par arbre de décision qui fait un lien sur la répercussion d'un endommagement sur les autres éléments autour et donc leur effet sur la répercussion de la dégradation de l'ensemble de la structure, lorsqu'elles sont combinées (niveau global). L'indice global de matériau I_M ou de l'état de service et de la condition de sécurité structurale I_B (§ 4.7) sont alors obtenus dans une grandeur logique et habituelle pour les ingénieurs civils. La comparaison de l'état de service du pont à partir du modèle numérique versus des résultats obtenus de l'inspection visuelle après 60 ans de service de la structure est présentée aux Figure 57 et Figure 58.

L'évaluation du changement progressif de l'état temporel de la structure a pour but de mettre en évidence un point de bifurcation de la cinétique des détériorations, c'est-à-dire l'instant où la cinétique lente des détériorations change vers une cinétique rapide des détériorations, suivant une loi exponentielle ou de puissance 5 (Sitter, 1984), et ainsi déterminer le meilleur moment d'intervenir sur la structure, ce qui est actuellement à l'étude avec un autre travail de recherche.

5.2 Processus de détérioration par la corrosion

La dépassement de la couche superficielle autour de l'acier d'armature entraîne la corrosion de l'acier. La corrosion de l'armature entraîne la formation de produits de corrosion (c'est-à-dire de la rouille) et une réduction de la section transversale de l'acier (Figure 13 et Figure 23). Le volume de la rouille est beaucoup plus important que celui de l'acier d'origine, ce qui entraîne une expansion et une pression sur le béton. En conséquence, l'enrobage en béton finit par se fissurer et s'écailler et la liaison entre l'armature et le béton est compromise. Cette dégradation entraîne une réduction de la résistance et capacité globale de l'élément en béton armé.

L'estimation précise des taux de corrosion est difficile, car ils dépendent de la présence d'oxygène et d'humidité qui sont très variables. Certains modèles de prédiction utilisent des équations moléculaires pour les réactions de corrosion afin de convertir les taux de diffusion de l'oxygène en taux de corrosion de l'acier (Vu & Stewart, 2000). Cependant, la densité de courant de corrosion obtenue à partir d'expériences ou de mesures sur le terrain est considérée comme l'une des estimations les plus précises de la vitesse de corrosion (Stewart & Rosowsky,

1998, Schiegg, 2002)). Dans cette application, un modèle où la vitesse de corrosion varie avec la température ambiante est adopté (Duracrete, 2000) :

$$j_r(t) = j_{r,20} [1 + K_c (T(t) - 20)] \quad (22)$$

$j_{r,20}$: vitesse de corrosion à 20°C (Taux de corrosion de référence ($j_{r,20} = 0.8$))

$T(t)$: température au temps t (en °C)

K_c : un facteur qui dépend de la température

($K_c = 0,025$ si $T(t) < 20^\circ\text{C}$ ou $K_c = 0,073$ si $T(t) > 20^\circ\text{C}$).

Des modèles simplifiés de délamination et d'écaillage de l'enrobage du béton induit par la corrosion ont été proposés par Bazant (1979), ainsi que par Lounis and Daigle (2008). Une fois qu'une fissure interne s'est propagée dans l'épaisseur de l'enrobage du béton, les contraintes résultantes des produits de corrosion sont supposées restées constantes jusqu'à ce que la couverture se délamine ou s'écaille. Lounis and Daigle (2008) proposent l'équation suivante pour le temps entre l'initiation de la corrosion et le début de l'écaillage (c'est-à-dire le temps de propagation).

$$t_p(sp) = \frac{\pi}{2Sj_r \left[\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha}{\rho_s} \right]} \left[1 + \nu + \frac{d^2}{2c(c+d)} \right] \frac{(2cd + d^2)f'_t}{E_c} \quad (23)$$

S : espacement des barres d'armature

ρ_r : densité des produits de corrosion (supposée à 3 600 kg/m³ pour Fe(OH)₃)

ρ_s : densité de l'acier (7 860 kg/m³)

α : rapport du poids moléculaire du fer métallique au produit de corrosion (supposé égale à 0,52)

j_r : taux de production de corrosion par unité de surface ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) (Bazant, 1979).

Ce modèle est utilisé pour relier les changements de diamètre des barres d'armature en acier aux états limites de dommages induits par la corrosion (Lounis & McAllister, 2016). Les variables aléatoires considérées dans le modèle pour l'analyse de la corrosion sont énumérées dans le Tableau 23.

La détermination de la probabilité en fonction du temps des états limites d'aptitude au service est complexe en raison du niveau élevé de non-linéarité des fonctions de performance. Dans ce document, le temps total d'apparition de l'écaillage est défini comme suit,

$$T_{total} = T_{initiation} + T_{propagation} \quad (24)$$

et sa fonction de distribution cumulative est obtenue par,

$$\begin{aligned}
F_{T_i}(t_t) &= P[(t_i + t_p) < t] = \int_0^{t_t} f_{T_p}(t_p) \int_0^{t_t - t_p} f_{T_i}(t_i) dt_i dt_p \\
&= \int_0^{t_t} f_{T_p}(t_p) \cdot F_{T_i}(t_t - t_p) dt
\end{aligned}
\tag{25}$$

Où $f_{T_i}(t_i)$ et $f_{T_p}(t_p)$ sont les fonctions de densité de probabilité d'initiation de la corrosion et le temps de propagation de la corrosion respectivement.

Tableau 23. Variables aléatoires du modèle de propagation

	Espacement		Résistance		Diamètre (mm)	Position de l'acier	
	Moyenne (mm)	Écart type (mm)	F_c (MPa)	E_c (GPa)		Moyenne (mm)	Écart type (mm)
Direct	180	30	41.6	21,1	30	271	108
Brouillard	180	30			30	50	10
Éclaboussure	605	65	33.4	16.94	15	46	12

Le temps entre l'initiation de la corrosion et l'écaillage est généralement long, et les modèles de croissance des fissures sont pour la plupart des fonctions linéaires du temps (Y. Zhang et al., 2018). Les étapes de la détérioration sont divisées en stade : Stade (A) : stade initial correspondant au début de la vie de l'ouvrage jusqu'à l'initiation de la corrosion. La période commençant l'initiation de la corrosion jusqu'au point médian du départ de l'écaillage de l'enrobage du béton constitue la phase (B) marquant les dégradations moyennes telles que la fissuration. Le Stade (C) décrit le stade final de la propagation de la corrosion, pour le reste du temps de la corrosion jusqu'à l'écaillage, et le Stade (D) représente la désagrégation sévère du béton d'enrobage visualisée par la chute de fragments de béton. Ces quatre états correspondent aux cotes utilisées par le MTQ pour classer l'état des composantes d'un pont à la suite d'une inspection visuelle. Ces états caractéristiques de la cotation utilisée sont présentés dans le graphique de la Figure 38. Les fonctions probabilistes des périodes caractéristiques adaptées de Y. Zhang (2018) de ces différents stades sont présentées aux Équations (26)-(29).

$$P_A(t) = P(t < t_i) \tag{26}$$

$$P_B(t) = P\left[\left(t_i + \frac{t_p}{2} > t\right)\right] \tag{27}$$

$$P_C(t) = P\left[\left(t_i + \frac{t_p}{2} \leq t < t_i + t_p\right)\right] \tag{28}$$

$$P_D(t) = P[(t > t_i + t_p)] \tag{29}$$

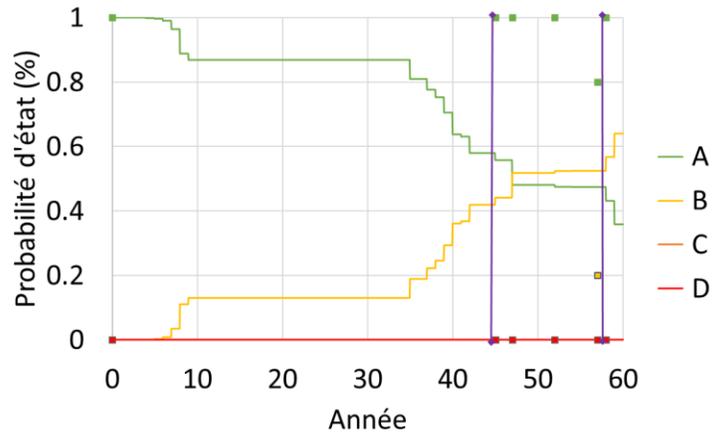
Le modèle de détérioration estime la fonction de distribution de la probabilité des états définis précédemment. Ces estimations sont obtenues en utilisant les données climatiques historiques présentées à la Figure 44.

5.3 Variation temporelle de la condition d'état

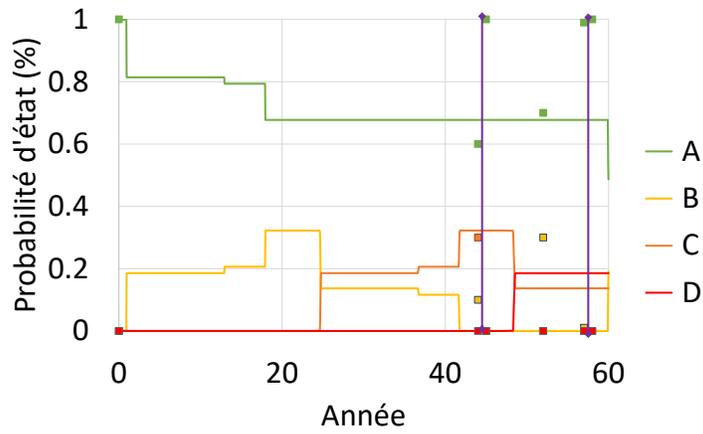
Bien que les inspections visuelles soient essentiellement utilisées pour évaluer l'état d'un pont, les données historiques pour les structures vieillissantes sont peu ou partiellement utilisées. L'état réel des éléments de structure est connu de façon partielle, car elles ne révèlent pas les dégradations non visibles dans le béton d'enrobage. La croissance du trafic et les impacts climatiques et environnementaux affectent l'état des structures au fil des ans. L'analyse, avec le modèle de détérioration TransChlor[®], montre une détérioration importante de la dalle (Figure 61a et Figure 61b) au bout de 35 ans de service. La courbe A présente la probabilité d'initiation de la corrosion : le point de bifurcation, pour le dessus de la dalle, se situe dans les 10 premières années de service (Figure 61a), tandis que pour le dessous de la dalle avec l'exposition au brouillard, il se situe aux alentours de 20 ans de service (Figure 61b) dû à une humidité relative élevée et un béton poreux. La succion capillaire contribue à une détérioration plus rapide avec la présence d'éclaboussures (Figure 61c), où le temps d'initiation de la corrosion se situe après les 5 premières années de la durée de vie. Le modèle indique que la dalle atteint une dégradation avancée caractérisée par la propagation de la corrosion marquée par l'apparition des fissurations (courbe B) suivie de l'apparition de l'écaillage (courbe C) en surface au bout de 35 ans (Figure 61a).

Cependant, les effets de la succion capillaire et de la diffusion sont plus rapides et importants dans le cas de l'exposition aux éclaboussures. Dans ce cas, une plus grande variabilité de la concentration en ions chlorure est mesurée et une détérioration rapide au jeune âge est accélérée par le mouillage séchage de cette partie de la structure avec les éclaboussures provenant du mouvement des véhicules. Ce qui accélère au bout de 8 ans les phases des courbes C (écaillage, fissuration) et D (désagrégation du béton d'enrobage), et mise à nu des barres d'armatures (Figure 61c). À ce stade, les dégradations sont facilement détectables à l'inspection visuelle. Le taux de détérioration élevé des zones en contact avec les éclaboussures est relié également à la grande porosité du béton mesurée in situ sur l'ouvrage avec les essais non destructifs (Figure 47).

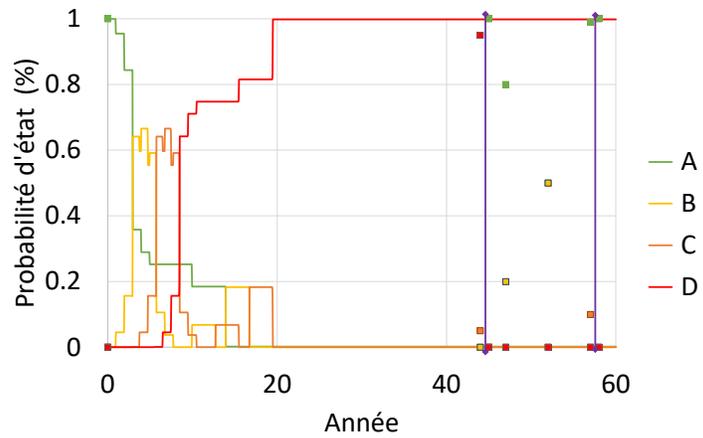
Les hautes teneurs en concentration d'ions chlorure mesurée dans la dalle et des signes de corrosion visibles corroborent les renseignements obtenus qu'aucune membrane d'étanchéité n'a été installée sur le dessus de la dalle. Les résultats indiquent la sévérité des conditions d'exposition et de l'importance de la qualité du béton, caractérisé avec les essais non destructifs Torrent et Wenner (Annexe D). Les cotes issues des rapports d'auscultations, représentées par les carrés sur les Figure 61a; Figure 61b; Figure 61c et dans le Tableau 24, sont comparées aux cotes A, B, C et D, provenant des quatre états utilisés par le MTQ pour classer l'état des éléments d'un pont à la suite d'une inspection visuelle. Les lignes verticales représentent les périodes de remise en état du mur de front, du dessous et du dessus de la dalle.



(a) Dessus de la dalle



(b) Dessous de la dalle



(c) Mur de front

Figure 61. Probabilités temporelles des conditions d'état en fonction du microclimat historique a : direct bitume, b : brouillard, d : éclaboussure

Tableau 24. Données historiques inspection visuelle pont à l'étude

Périodes (ans)	Inspection visuelle (%)											
	Mur de front				Dessous de la dalle				Dessus de la dalle			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
0	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
44	0	0	0.05	0.95	0	0.6	0.1	0.3	-	-	-	-
45	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
47	0.8	0.2	0	0	-	-	-	-	1	0	0	0
52	0.5	0.5	0	0	0.7	0.3	0	0	1	0	0	0
57	0.99	0	0.1	0	0.99	0.01	0	0	0.8	0.2	0	0
58	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0

Concernant la modélisation versus l'inspection visuelle, il est possible d'identifier les points suivants :

1. À 45 ans de service, les faces internes des murs des culées (exposition aux éclaboussures et au brouillard salin) ont été démolies et réparées. Une surépaisseur de béton d'une dizaine de centimètres a été ajoutée dans les zones d'éclaboussures (bas du mur) et, au-dessus, les zones endommagées ont été réparées avec une fine couche de béton projeté. Par cette restauration, l'état du mur de front (Tableau 24) retrouve une cote A à 100%. Par la suite, le mur de front se dégrade à nouveau, avec une apparition des dégradations moyennes significatives avec un état B de l'ordre de 50% à 52 ans, soit 7 ans plus tard, et à nouveau une remise en état à 57 ans, soit 12 ans plus tard. La démolition n'a certainement pas éliminé tous les chlorures dans le béton d'enrobage, lors de la première intervention à 45 ans, puisque la cinétique de détérioration est plus rapide seulement 12 ans après la première intervention. Ainsi l'auscultation visuelle présente une limite, car la cote A=100% après la première réparation aurait dû être inférieure à cause de la présence des chlorures dans le béton d'enrobage. La modélisation montre qu'après 20 ans une désagrégation majeure s'opère sur la structure, ce qui laisse supposer que le mur était en très mauvais état lors de la première intervention avec les armatures mises à nues, ce qui a certainement motivé les gestionnaires à créer la surépaisseur dans la zone d'éclaboussures.
2. Également à 45 ans de service, la dalle a été partiellement démolie sur sa face supérieure et réparée, sans installation d'une membrane d'étanchéité. Comme précédemment, la réparation améliore l'état de la dalle avec une cote A à 100% retrouvée. Par contre, l'état du dessus de la dalle n'est pas connu avant l'intervention. Puis, la cinétique de la dégradation est connue puisque, pendant 7 ans aucune détérioration n'est notée et ensuite en 5 ans, la perte est minime comparée au mur de front, seulement 20% sur la cote A. Les gestionnaires ont décidé malgré tout de réparer la dalle à 13 ans après la première intervention en ajoutant notamment une membrane d'étanchéité (Tableau 24). La

modélisation montre une perte d'état sur la cote d'environ 50% lors de la première réparation. Même si l'état de la structure au-dessus de la dalle est encore en assez bonne condition, l'état du dessous a certainement motivé les gestionnaires à intervenir sur l'ensemble de la structure.

3. Les dessous de la dalle ont été réparés avec du béton projeté à 45 ans. Avant cette réparation, la cote B s'élève à environ 40%, la cote C à 10% et la cote D à 30%. Ceci signifie que la délamination est très importante sur 30% et importante sur 10% de la surface du dessous de la dalle. Après réparation, la cote A vaut 100%. 7 ans plus tard, une perte d'état A de l'ordre de 30% est notée, et sa remise en état est effectuée 5 ans plus tard restaurant sa cote A. La modélisation montre qu'au moment de la première réparation à 45 ans, 35% de délamination (cote C) est présente sous le dessous de la dalle avec des détachements de morceaux prévus à 47 ans (cote D). Ce type de détérioration a certainement motivé les gestionnaires à intervenir sur la structure à 45 ans sous forme de réparation majeure de la structure.

Les résultats du modèle proposent le meilleur moment pour la réparation majeure de la dalle à 20 ans. Pour le mur de front, le modèle propose une réparation des murs exposés aux éclaboussures au jeune âge de la structure à 8 ans. La politique de gestion a préféré une remise en état lorsque les dégradations ont largement dépassé le point de bifurcation, car l'inspection visuelle identifie seulement les dégradations en surface.

Avec la prédiction du modèle, une remise en état de la dalle aurait pu être anticipée, car l'endommagement interne à 20 ans était déjà significatif, même si pas visible à l'œil nu (Figure 61a).

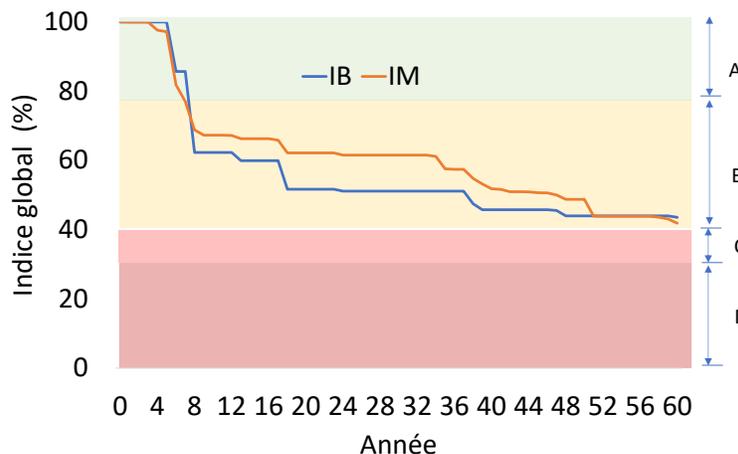


Figure 62. Variation temporelle de l'indice global de la structure I_B (Indice structural); I_M (Indice matériau)

En conclusion, ces résultats montrent que l'auscultation visuelle ne permet pas d'anticiper une réparation et peut occasionner un état structurellement déficient de la structure. Bien que pour l'instant, les bénéfices d'une telle assertion soient difficiles à chiffrer de façon précise, des possibilités se dessinent et ces possibilités sont en cours d'analyse dans un autre projet de recherche.

Comme pour les indices d'état de chaque élément, l'indice global temporel de la structure peut être évalué en considérant les répercussions d'une défaillance d'un élément sur les autres. La Figure 62 présente les résultats de la variation temporelle de l'indice global d'état de la structure sans réparation pour les deux états, matériau I_M (état de service) et comportement I_B (sécurité structurale).

Dans la gestion d'un parc de structure, l'agencement d'interventions ou de la surveillance implique des engagements financiers et humains importants et les possibilités d'agencement deviennent considérables, lorsque le réseau devient complexe en termes de nombres de structures et de maillage du réseau. Une politique de gestion est souvent complémentaire et implicite pour réduire le nombre de possibilités, pour vérifier la faisabilité des solutions en considérant les facteurs économiques et humains. Les actions de maintenance ou de réhabilitation sont identifiées par les cotes A, B, C et D, caractéristiques des phases de détérioration définie précédemment représentant les actions à mener tel que définis par le MTQ (Tableau 8) à savoir : "Ne rien faire", "Entretien mineur", "Entretien majeur" et "Remplacement", respectivement (Figure 62). L'évolution de l'indice d'état de la structure indique une cinétique rapide de la détérioration au jeune âge en raison de l'effet de la succion capillaire autour de 8 ans sur les murs de front des culées et des piles dans les zones d'éclaboussures. Le mouvement de l'eau entraîne rapidement les chlorures à l'intérieur du béton d'enrobage jusqu'à environ 50 mm (Figure 51). Pendant l'été, l'eau sans chlorure en surface entraîne les chlorures plus en profondeur dans le béton d'enrobage dans ces cas, tandis que, proches de la surface, les chlorures diminuent.

Le modèle visualise une dégradation rapide de certains éléments de la structure autour de 8 ans caractérisée par la phase B. Pour maintenir une cote élevée, des travaux mineurs sur les murs de front, des culées, et sur les parties inférieures des faces extérieures des piles auraient pu être réalisés. Après 8 ans, la cinétique globale de détérioration ralentit et les indices globaux d'état de service I_M et de sécurité de la structure I_B se stabilisent avec une légère dépréciation dans la zone B jusqu'à 18 ans (Figure 62). Il est possible de visualiser la dégradation complète du mur de front à 18 ans, par une légère chute des indices globaux. À partir de 18 ans, l'état du mur de front a atteint sa limite inférieure dans les indices, ce qui entraîne une phase latente entre environ 20 et 35 où la dalle se détériore plus lentement. À partir d'environ 35 ans, la cinétique de détérioration de la dalle est visualisée par une baisse plus lente des indices globaux. À 45 ans, les cotes globales s'approchent de la zone de la cote C, et c'est certainement le début de détachement de morceaux de béton du dessous de la dalle (Figure 61b) qui a motivé les gestionnaires à intervenir sur la structure. Les dégradations vers la cote C surviennent aux alentours de 60 ans de service.

À ce stade, le niveau de dégradation est avancé et visible sur la surface du béton d'enrobage et peut-être facilement décelable à l'inspection visuelle. Ces détériorations à l'inspection visuelle sont le plus souvent sous-estimées. Cela démontre bien que les inspections visuelles peuvent être utilisées pour évaluer l'état d'un pont

à travers les dégradations de surface apparentes, mais elles ne permettent pas de connaître l'état réel des éléments tant que les dégradations ne sont pas visibles.

À cet effet, des travaux de réhabilitation sont nécessaires pour consolider l'état de matériau I_M de la structure, afin de garantir et de préserver la sécurité de la structure pour l'intégrité des utilisateurs. Ce type de travaux peut occasionner des gênes importantes pour les usagers, lors de sa fermeture totale pour des travaux majeurs, et pénalise la fluidité du réseau routier dû à des congestions sur plusieurs de ses axes. Ces types de scénarios sont mis en évidence au chapitre 6. Dans ces conditions, le modèle permet d'anticiper les réparations mineures ou majeures en fonction des fermetures partielles ou totales pour restaurer son état A en dessus de 75%, état dans lequel aucun travail de maintenance n'est nécessaire (Tableau 8). Cette stratégie permet de garder l'état du parc d'infrastructure Québécois pérenne où sur les 5475 structures du réseau supérieur en 2019, 8% sont dans un mauvais état et 15% dans un très mauvais état, affichant des restrictions de charge et de capacité, occasionnant un déficit de 9527.8 M\$ pour le maintien d'actifs (Tableau 1). Ce modèle de gestion permet de compléter les auscultations visuelles pour améliorer la gestion de l'état de dégradation des structures vieillissantes en évitant des pertes de service ou d'effondrement de pont.

5.4 Influence de la réparation de la dalle

Une réparation à l'intrados de la dalle a eu lieu à 45 ans (Tableau 24) afin de remettre en état le dessous et le dessus de la dalle cote (A=100%). Cette réparation a été faite en démolissant partiellement le béton de peau et en coulant un nouveau béton de la même épaisseur au-dessus de la dalle et avec du béton projeté au-dessous de la dalle.

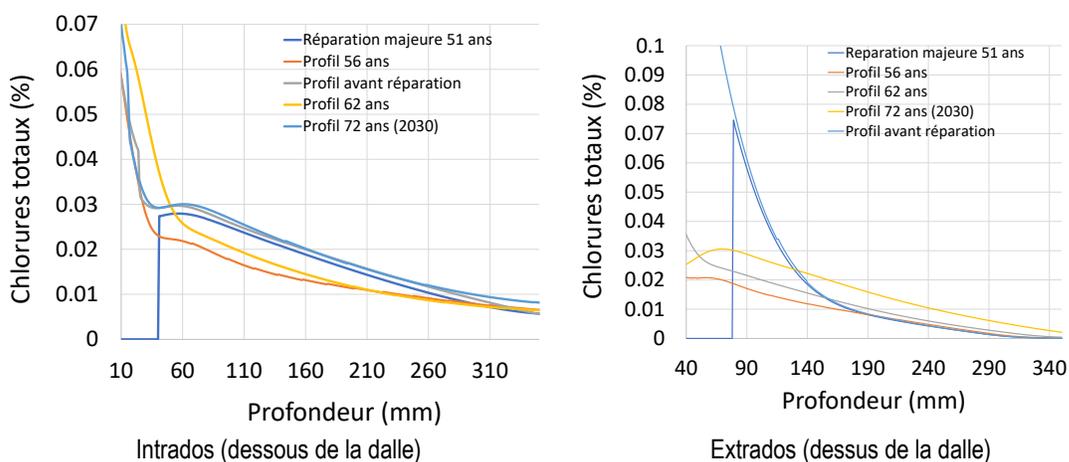


Figure 63. Profil des ions chlorure totaux avant et après réparation dalle

On remarque par la suite à 52 ans une perte de la condition d'état du dessous de la dalle (A =0.7%) avec un état (B=0.3%), tandis que le dessus de la dalle garde une cote (A=100%) à l'inspection visuelle (Tableau 24).

Cette réparation du dessus et du dessous de la dalle a été modélisée et les résultats sont également présentés ci-après. Les profils de concentration des ions chlorures totaux avant et après la réparation de la dalle sont visualisés dans la Figure 63. Le seuil limite d'initiation de la corrosion se situant entre 0.025 - 0.03 % en masse de béton, ces profils indiquent qu'à la suite de la réparation le front des chlorures atteint à nouveau le seuil de corrosion 72 ans après la réparation.

L'influence de cette réparation entraîne également une répercussion sur l'indice global de la structure. Le modèle considère une démolition du béton d'enrobage de 50 mm à l'intrados (dessous) de la dalle et de 78 mm à l'extrados (au-dessus) de la dalle (Figure 63). Les indices de matériau et de sécurité structurelle ($I_M; I_B$) avant la réparation et après la réparation ($I_M(\text{Rép}); I_B(\text{Rép})$) sont présentés dans la Figure 64.

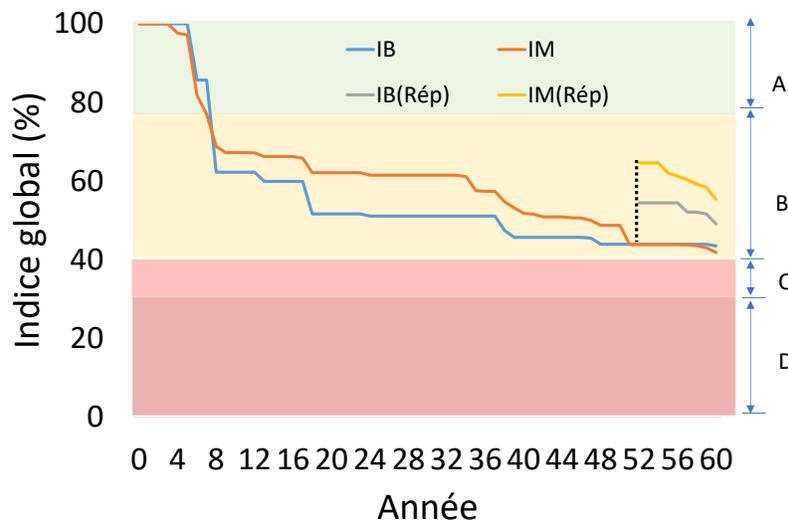


Figure 64. Variation temporelle de l'indice global de la structure avant et après réparation de la dalle

La dalle constitue un élément principal de la structure, en même temps son dysfonctionnement n'entraîne pas un dysfonctionnement d'un autre élément. Après sa réparation, les cotes de l'indice d'état global améliorent de 13.50% pour l'état de matériau de la structure I_M et de 5.61% pour sa sécurité structurelle I_B . Cette remise en état de la dalle de la structure permet donc de rehausser la condition d'état de la structure en s'éloignant quelque peu de la cote C, toutefois sans revenir dans la cote A. L'état B est caractéristique des structures en bon état nécessitant des travaux de réparation supplémentaires, tel que présenté dans les critères de l'inventaire des infrastructures du Québec Tableau 1 et Tableau 8. Pour que la structure retrouve un indice A, des travaux sont nécessaires sur des éléments importants comme les piles. Ces travaux de réhabilitation ont été faits à 60 ans.

Conclusion

L'amélioration de la durabilité et de l'état de service des infrastructures représente un défi pour les gestionnaires. Les résultats issus de l'application de ce modèle permettent de prédire avec précision la variation temporelle de la condition d'état d'un pont. Le modèle d'analyse décisionnelle indique que la condition d'état de cette structure construite dans les années 50 est considérablement réduite. Cela s'explique par la conception à l'époque des structures avec un détail constructif méconnu, comme l'absence de membranes d'étanchéité au niveau des dalles de roulement. Au vu des statistiques de structures vieillissantes en mauvais état ou très mauvais état en Amérique du Nord. Considérant que les outils de décision actuels n'ont pas permis de contenir et améliorer l'état du parc de structure. Cet outil permet d'affiner les résultats de l'inspection visuelle par analyse des détériorations précoces invisibles à l'inspection visuelle afin d'anticiper les réparations au niveau de la structure.

Il est intéressant de noter que l'indice global de la structure permet également d'avoir une idée subjective sur l'ampleur des dégradations et donc des travaux à réaliser de façon globale. Cet indice permet de détecter rapidement sur un réseau quelles structures ont besoin d'une réhabilitation rapide ou non, lorsque la cinétique des dégradations est considérée. Alors, une transition vers une gestion réseau permet d'établir l'ordre de la planification des interventions pour une meilleure performance du réseau à offrir un accès et service de qualité à la mobilité des personnes et marchandise, ce qui sera présenté au chapitre 6.

Chapitre 6 Gestion réseau routier

L'organisation de la circulation à l'intérieur des villes et sur les réseaux routiers, pendant les actions majeures de maintenance ou de réhabilitation d'ouvrages, présente un défi pour les gestionnaires d'infrastructures. La congestion du réseau et la détérioration des conditions de circulation sont associées aux travaux de maintenance. C'est le cas pour les grandes villes sur le globe, comme Montréal, où la congestion sur les ponts, les autoroutes ou les petites rues ainsi que les coûts liés à l'utilisation d'une voiture (usure des pneus, entretien, carburant) et temps perdu lors de détours ont doublé la dernière décennie. Ce sont des coûts socioéconomiques annuels estimés à 4,2 milliards en 2018 par la Communauté Métropolitaine de Montréal (CMM), dont 1,3 milliard à Laval et dans la couronne Nord, ainsi que 2,9 milliards pour les agglomérations de Montréal, de Longueuil et la banlieue sud (LAPRESSE, 2018).

L'évaluation de l'impact des travaux d'entretien et de réhabilitation d'infrastructure routière se fait par essai et erreur en fonction de leur répercussion sur le trafic, ce qui amène petit à petit grâce aux expériences par tâtonnement à une optimisation lente et certainement partielle. Cela signifie que ce ne sont pas nécessairement les ponts les plus gravement endommagés qui bénéficient de la plus haute priorité. Les ponts sélectionnés pour la réparation sont ceux pour lesquels les conséquences économiques pour la société de l'ajournement des travaux sont les plus graves (Lauridsen et al., 1998).

Les applications traditionnelles de planification et de gestion disponibles (Primavera et Microsoft Project) fonctionnent sur la base de l'optimisation. Ces derniers ne sont pas adaptés à la planification de l'entretien des ponts. Ces outils de décisionnels n'ont pas apporté les avantages ou les réponses escomptés malgré les nombreux efforts pour l'obtention davantage de bénéfice dans la gestion du patrimoine d'infrastructure routière (Nili et al., 2021). Une performance acceptable du réseau routier et un meilleur service réduisant les coûts de l'usager constituent des critères essentiels de la planification de l'entretien des structures du réseau routier au risque d'une asphyxie de la mobilité urbaine ou rurale.

Améliorer le service consiste à favoriser le déplacement des personnes et marchandises. Ce qui évite d'aboutir à une situation de blocage de la productivité du réseau donc de l'activité économique, sociale et humaine. L'architecture de la circulation routière est fonction des activités socioéconomiques.

La hiérarchisation et la priorisation des structures à entretenir ou réhabiliter sont un choix judicieux aux jeux des gestionnaires qui doivent ainsi faire un choix stratégique dans la planification des structures à entretenir ou réhabiliter pour garantir un transit le plus fluide possible. Pour y parvenir, une prise en compte de l'entière du réseau permet d'offrir un outil décisionnel pour la gestion intégrée des infrastructures routières pour des agendas décisionnels à moyen ou long terme. Cette approche permet d'améliorer une utilisation efficace du réseau à la

fois pour les usagers et les propriétaires d'infrastructures, de disposer d'une vision globale de l'état du parc de ponts afin d'allouer les fonds d'entretien de façon optimale.

A cette fin, ce travail de recherche présente une planification stratégique de gestion intégrée de ponts routiers qui permet d'évaluer les gênes (pénalité) qu'induit la fermeture d'un ou plusieurs ponts à la circulation routière, les coûts socioéconomiques associés ainsi que le vieillissement ou état des structures. L'indice réseau, développé dans cette étude, permet au gestionnaire routier de répondre à partir d'un outil d'aide à la décision, en développement dans un travail de recherche connexe, aux questions où? Quand? Et comment intervenir sur le réseau? Pour ce faire, ce chapitre présente une approche systématique de la cotation de l'indice réseau routier prenant en considération de l'état de ces composants (ponts) et caractéristique qualitative et quantitative du niveau de trafic. La robustesse du modèle est testée à l'aide d'un réseau à trois ponts élargis à un réseau de douze (12) ponts d'une grande ville au Québec, Montréal, à voies multiples pendant 3 heures de pointe.

L'aspect socio-économique des impacts des opérations de maintenance sur l'utilisateur est également analysé. Ce sont les coûts d'utilisation des véhicules. Ces coûts incluent les dépenses liées à la consommation de carburant, la dépréciation des véhicules (l'usure des pneus, entretien). Une description plus détaillée des critères d'évaluations de ces coûts indirects des opérations de maintenance des utilisateurs du réseau est présentée à l'Annexe A Calculs des coûts utilisateur. D'autres coûts, tels que l'empreinte écologique liée au dégagement de CO₂, ne seront pas développés dans cette thèse.

6.1 Évaluation de l'indice d'état du réseau routier

Le point de départ et d'arrivée des utilisateurs du réseau routier n'est généralement pas direct. La circulation entre ces points de départ et d'arrivée s'effectue par des voies de circulations intermédiaires avec des jonctions de ponts routiers. Les possibilités d'utilisation du réseau par l'utilisateur augmentent avec la complexité du réseau et le choix d'utilisation peut se faire sur le chemin le plus court ou le temps de parcours le plus court ou selon l'habitude du conducteur ou même selon l'humeur du conducteur. Ces ponts présentent des niveaux de dégradations plus ou moins avancés dans le cas de structures vieillissantes. Pendant les opérations de maintenance, le trafic est déplacé vers les voies de circulation intermédiaires, souvent plus longues en termes de distance et de temps, à diverses capacités provoquant des gênes aux usagers du réseau selon le type de fermeture totale ou partielle. L'indice réseau permet d'apprécier l'état du réseau en fonction des cotes de chacun des ponts du réseau et sa capacité de circulation. Le système de cotation du réseau requiert ainsi une connaissance de l'état de ces structures et les caractéristiques qualitatives et quantitatives de la circulation : cote service et structural des ponts, vitesses affichées (v), débits (Q), capacités (C), et détours (D).

6.1.1 Système de cotation du réseau routier

Le système de cotation du réseau quantifie un indice matériau du réseau (cote service) et un indice de comportement (cote sécurité). La cote service évalue la capacité du réseau à assurer un niveau de service acceptable pendant son exploitation à partir de l'état de matériau des ponts du réseau. La cote structure évalue l'aptitude du réseau à assurer la sécurité et le confort des usagers du réseau.

Le système de cotation applique la théorie des transports de la distribution de trafic de Wardrop. La distribution du trafic est le processus d'attribution d'un ensemble donné d'échanges de trajets au système de transport spécifié entre une origine et une destination présentée à la Figure 65. S'il est difficile d'obtenir l'ensemble des origines et destinations de l'ensemble des usagers, des mesures ponctuelles sur le réseau fournissent une indication intéressante sur le taux d'utilisation du segment du réseau aux différentes heures de la journée, saison, etc.

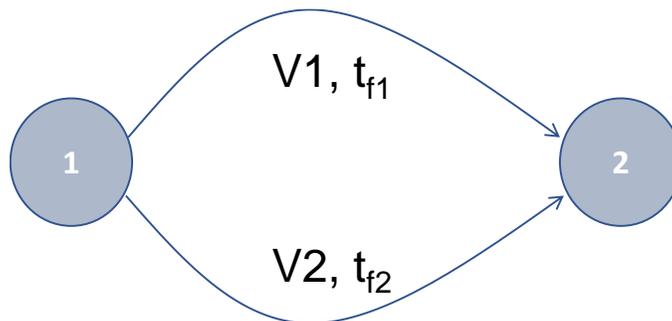


Figure 65. Schéma de déplacement de chaque paire Origine-Destination

La relation entre le débit de la liaison et le temps de la liaison est appelée la fonction de coût de la liaison représenté par la Figure 66. L'augmentation du débit de circulation dans à la suite de fermeture d'un pont entraîne une congestion du réseau, et par conséquent un temps de parcours ou distance de détour supplémentaire. Cela a pour conséquence une augmentation des coûts et accidents au niveau des utilisateurs du réseau routier.

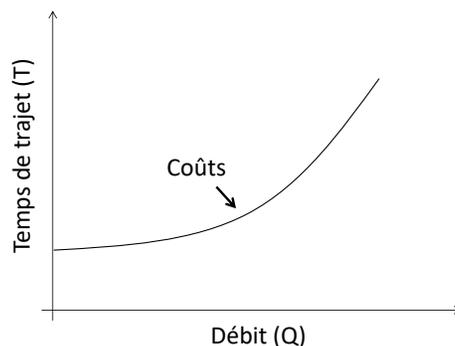


Figure 66. Schéma de déplacement de chaque paire Origine-Destination (Hadachi, 2017)

Ainsi le temps de trajet augmente avec le débit et s'en suit le budget des déplacements sur le lien. L'affectation de l'équilibre de l'utilisateur ($t_{f1} = t_{f2}$) est basée sur le premier principe de Wardrop à travers l'équation (30) et stipule qu'aucun conducteur ne peut réduire unilatéralement ses coûts de transport en changeant d'itinéraire (Lien et al., 2016).

$$t_f = t_0 * \left(1 + \alpha \left[\frac{V}{Q} \right]^\beta \right) \quad (30)$$

t_f : temps de trajet du lien final

t_0 : temps de trajet original (flux libre)

V : volume de trafic attribué

Q : Débit du lien

α & β : paramètres 0.15 & 4.0

La stratégie de l'évaluation du service considère les étapes systématiques de la distribution du trafic de la Figure 67 pour l'optimisation des décisions concernant le choix, la priorité et la programmation des projets d'entretien et de remise en état des ouvrages du réseau.

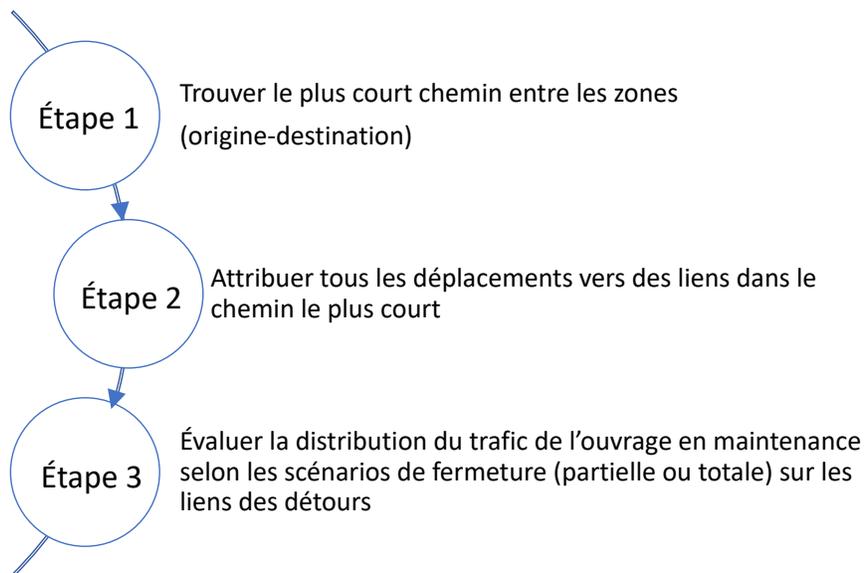


Figure 67. Schéma d'optimisation pour l'attribution du trafic

La décision de la stratégie de distribution du trafic implique le choix d'action de la pratique de transport pendant les travaux d'entretien routier ou de réparation en relation avec le premier principe de Wardrop. Le gestionnaire peut donc choisir l'itinéraire : le détour (D) de l'utilisateur suivant les niveaux de décisions d'intervenir ou pas sur une structure (pont P_x) suivant le type de scénarios et selon les besoins comme illustré sur l'exemple de la

Figure 68. Comme dans cet exemple, le choix de l'utilisateur se limite à deux choix de détour en cas de fermeture totale ou deux choix de détour et utiliser la voie partiellement ouverte lors de fermeture partielle.

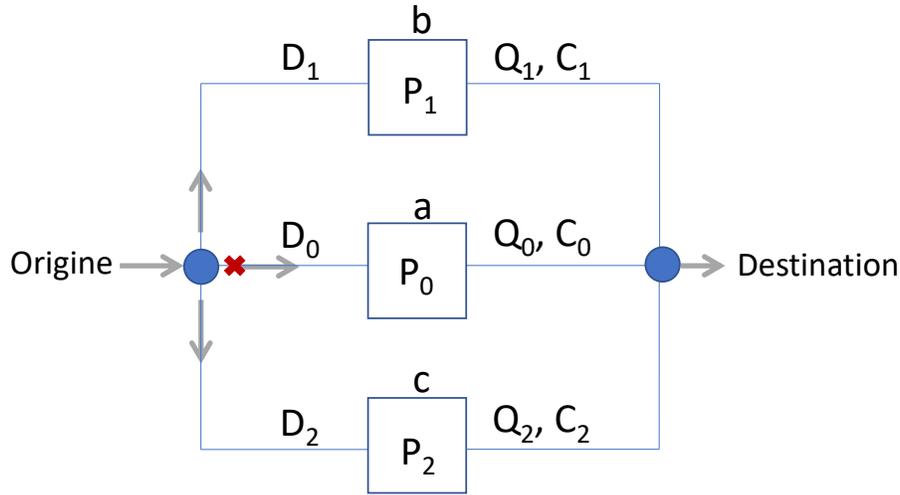


Figure 68. Schéma de distribution du trafic

Le gestionnaire détermine ainsi le pont à réparer selon le type d'intervention (fermeture totale ou partielle) et évalue la performance possible du réseau à résorber le trafic, éviter la congestion accrue sur les détours et en optimisant le temps de parcours. Dans l'exemple de la Figure 68, pour la maintenance du pont P0, le temps final du détour est obtenu par le temps pour résorber le trafic supplémentaire sur les 2 détours en cas de fermeture totale ou 3 axes pour une fermeture partielle, en considérant le détour D, le débit de circulation Q, la capacité du lien C. Le temps calculé, pour résorber le surplus de trafic sur les 2 ou 3 axes, permet de calculer le taux de distribution final sur les liens est représenté par les coefficients en pourcentage (a, b et c).

La fermeture du pont P0 affecte le trafic des ponts voisins se trouvant sur l'itinéraire des ponts P1 et P2. Le débit Q0 est détourné vers les ponts P1 et P2 par l'équation (31) et le débit de trafic restant sur l'axe du pont partiellement fermé est de Q0.a. Le détour final D* du trafic du pont P0 en cours de travaux se calcule par l'équation (32). Dans le cas d'une fermeture totale du pont P0, le coefficient a vaut 0 et de non-fermeture a vaut 1, et les fermetures partielles se situent entre les 2 bornes 0 à 1.

Tableau 25. Distribution du débit sur les liens

	P1	P2	P3
D _i	D*	D ₁	D ₂
Q _i	Q _{0,tot}	Q _{1,tot}	Q _{2,tot}

$$\begin{cases} Q_{0,tot} = Q_{0*a} \\ Q_{1,tot} = Q_1 + Q_{0*b} \\ Q_{2,tot} = Q_2 + Q_{0*c} \\ a + b + c = 1 \end{cases} \quad (31)$$

$$D^* = \frac{D_0 * a + D_1 * b + D_2 * c}{a + b + c} \quad (32)$$

La planification stratégique des travaux de maintenance sur les ponts s'effectue ainsi en fonction de l'évaluation de l'incidence de l'état d'une structure et de sa fermeture sur la qualité de service du réseau. Cette analyse associe l'écoulement du trafic à travers l'évaluation du délai de contournement du trafic et son impact sur le portefeuille des usagers en vue d'offrir une circulation plus harmonieuse des personnes et marchandises.

6.1.2 État limite de service et sécurité structurale des ponts

Les conditions d'états limites de service et sécurité structurale des ponts sont définies en fonction de la méthode d'évaluation de l'indice d'état de matériau et de comportement de la structure décrite à la section (§ 4.7.2). Les différents seuils d'intervention reprennent la classification des indices de condition générale de gestion des actifs de la ville de Montréal présenté dans la Figure 69 (VM, 2015).

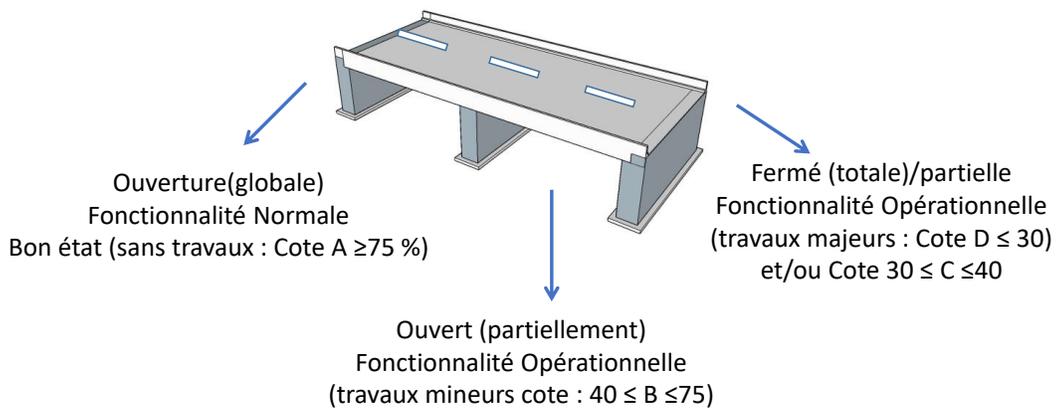


Figure 69. Seuils des cotes d'intervention pour les ouvrages

6.1.3 Trafic et détours

La qualité du service est un critère stratégique dans l'exploitation routière, ce critère quantifie le degré de gêne occasionnée pendant les travaux de maintenance ou de réhabilitation à la suite de la fermeture partielle, totale de ponts comme illustrée à la Figure 69. Si la fermeture est partielle (gêne modérée), les travaux sont temporaires, de courtes durées et ayant un impact faible sur les usagers. Et lorsque la gêne est importante (restriction de la circulation avec fermeture d'une voie ou plus), les interventions sont majeures et occasionnent des impacts sur les usagers. Lorsque la gêne est très importante (fermeture totale) dans le cas d'un remplacement de structure cela conduit à une déviation et un détour important. Ces actions entraînent des répercussions sur la qualité de service du réseau. Les caractéristiques qualitatives des niveaux de service du réseau sont illustrées dans le Tableau 26.

Tableau 26. Caractéristiques qualitatives des niveaux de service des routes (HRC, 1965)

Niveau de service	Écoulement	Débits	Vitesses	Retards
1	Libre	Faibles	Élevées = vitesse de base	Très faibles, nuls
2	Stable	Modérés	Légèrement diminuées	Faibles
3			Satisfaisantes	
4	Restrictions temporaires	Élevés	Baisses temporaires	Sensible
5	Arrêts temporaires	Vers limite de capacité	Réduites	Intolérables
6	Arrêts prolongés	Variable vers une capacité 0	Très réduites, voire déviation	Niveaux intolérables

Afin d'évaluer les coûts associés au niveau de service pendant les travaux, deux types de véhicules, sont considérés : véhicules légers avec un débit horaire journalier moyen (DHMJV) et camions (DHMJC) tels que définie par l'Équation (33) :

$$DHMJ = DHMJV + DHMJC \quad (33)$$

avec $DHMJC \cong 7\% * DHMJ$ (Pedneault et al., 2019)

Les débits et capacités praticables sont fonction de la vitesse de circulation affichée. Les conditions de circulation débit/capacité sont décrites à partir du diagramme des vitesses praticable aux É.-U. 'Highway Capacity Manual' présenté à la Figure 70.

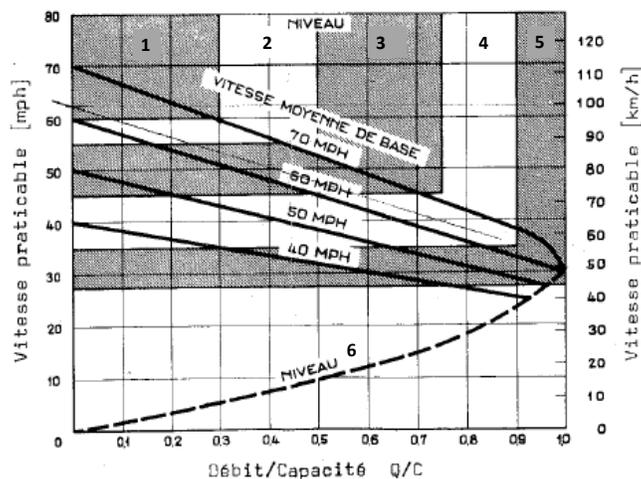


Figure 70. Conditions idéales de circulation routière (HRC, 1965)

Aussi le taux d'utilisation d'une voie de circulation augmente avec l'augmentation du volume de trafic et la vitesse de transit diminue. Par exemple sur une voie avec une vitesse d'environ 110 km/h (70 mph), la vitesse avec un faible volume de trafic est de 110 km/h et diminue jusqu'à 50 km/h, lorsque la voie de circulation attend sa capacité maximale à saturation. L'indice réseau (IR) évalue la pénalité de l'état de chacun des ponts du réseau à l'étude tenant compte des différents mécanismes de gênes occasionnés pour chaque pont (fermeture totale, partielle ou sans fermeture), il considère : le détour D, le débit Q sur la capacité C du pont et l'état du pont CS (soit au niveau matériau pour évaluer le service ou comportement de la structure pour évaluer la sécurité). À partir de ces paramètres, l'indice de réseau évalue le ratio des paramètres sans travaux 0 et avec les travaux ou interventions f, en faisant la sommation sur tous les ouvrages i = 1 à n du réseau considérés.

$$IR = \frac{\sum_{i=1}^n D_{0,i} * Q_{0,i} / (CS_{0,i} * C_{0,i})}{\sum_{i=1}^n D_{f,i} * Q_{f,i} / (CS_{f,i} * C_{f,i})} = \frac{\text{Condition idéal du réseau}}{\text{Condition courante du réseau}} \quad (34)$$

6.2 Cas traités

6.2.1 Réseaux étudiés

Le réseau a été choisi sur des zones géographiques à hautes densités de population considérant l'état des structures et la mobilité urbaine. Les structures à l'étude sont donc des structures vieillissantes dont la fermeture entraîne une dégradation de la qualité de service du réseau et de la mobilité des usagers. Il considère des structures localisées sur le réseau supérieur (autoroutes) et secondaire (artères principales dans la ville) avec différentes cotes d'état. Diverses configurations du trafic sont étudiées en fonction d'une ou plusieurs fermetures partielles ou totales de ponts, simulant des interventions légères à très lourdes.

6.2.1.1 Réseau de référence à trois (3) ponts

Un réseau à trois ponts, présenté à la Figure 71 à référence spéciale, a été sélectionné à l'intérieur de la ville de Montréal à Québec pour décrire le modèle de cotation du réseau.



Figure 71. Réseau de référence

Pour une meilleure compréhension, le réseau simplifié, avec différents scénarios de fermeture, est présenté à la Figure 72.

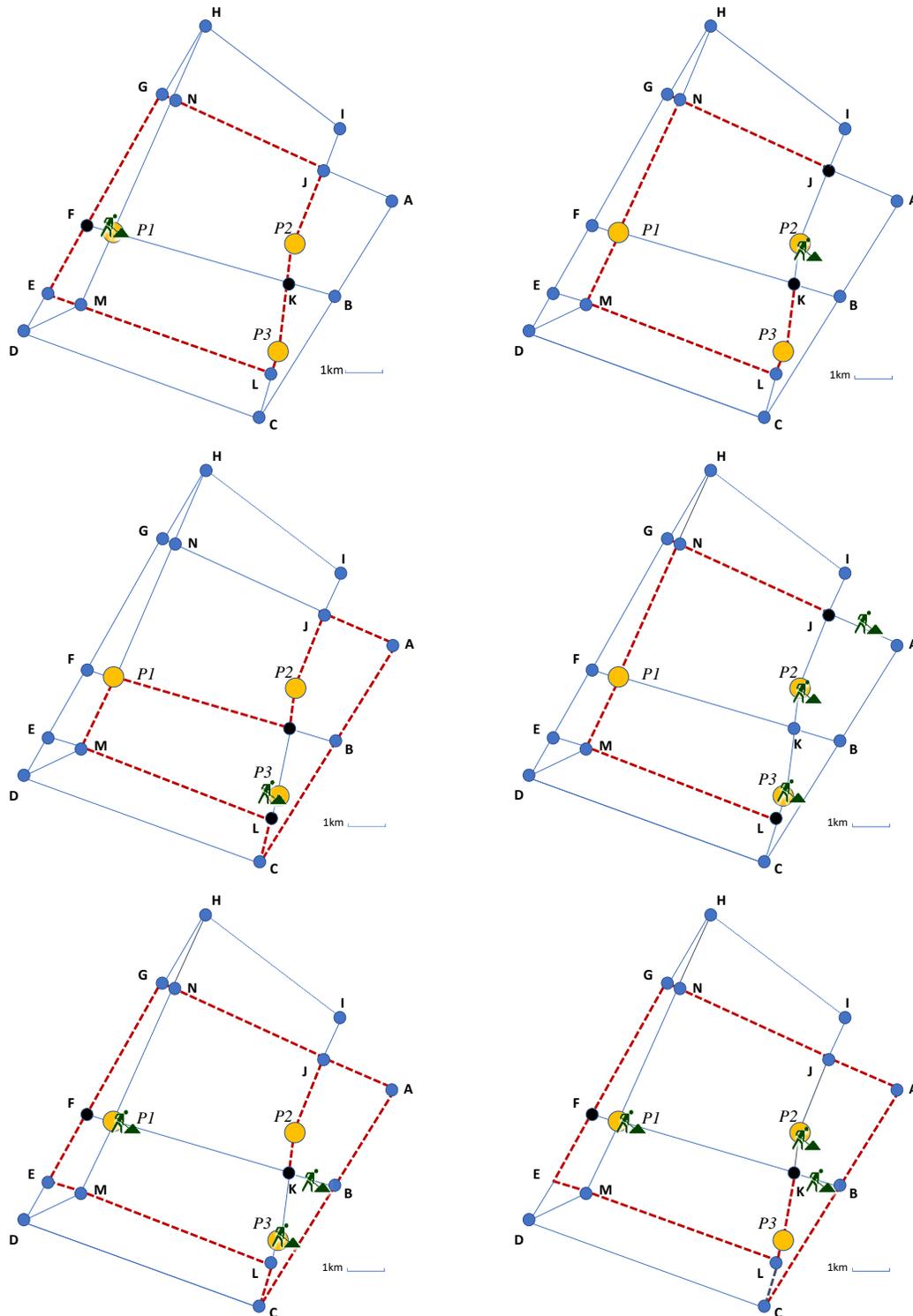


Figure 72. Scénarios de fermeture réseau de référence, avec fermeture du pont a) P1, b) P2, c) P3, d) P2&P3, e) P1&P3, f) P1&P2

Les données quantitatives du trafic sans travaux : débit Q_0 , Capacité C_0 , vitesse de circulation (v), nombre de voies de circulation par direction, et détour (D) sont présentées dans le Tableau 27. Les valeurs de capacité et de débits sont données pour une direction de circulation.

Tableau 27. Caractéristiques quantitatives de trafic réseau de référence

Pont	P1	P2	P3
Vitesses affichées (km/h)	97	55	50
Détour moyen (km)	13.5	13.95	15.8
Nbre de voies de circulation	6(3/dir)	6(3/dir)	6(3/dir)
Capacité (Vh/h)	9373.20429	4361.55195	2402.219
Débits (Vh/h)	8888.164184	2650.59324	2065.61302

Les cotes d'indice d'état de matériau et de comportement de chaque pont sont présentées à la Figure 73.

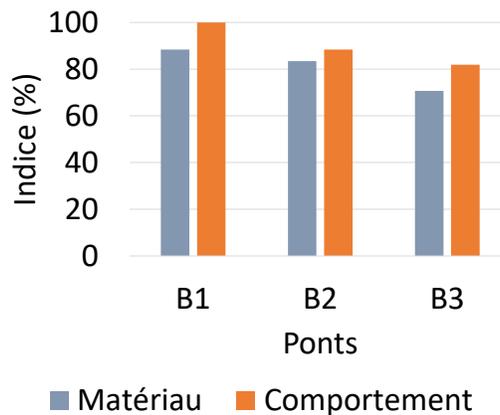


Figure 73. Indice d'état de matériau et de comportement (réseau de référence)

** pour des raisons de confidentialités des données, les indices sont des valeurs inventées et ne représentent pas l'état actuel du pont*

6.2.1.2 Réseau amplifié à douze (12) ponts

Afin d'évaluer la robustesse du modèle, une analyse sur un réseau plus large a été considérée dans la ville de Montréal. Le but est de simuler le mouvement du trafic sur chaque tronçon du réseau sur des ponts en série et en parallèle sur le réseau et de discuter les répercussions sur l'indice réseau. Le réseau à 12 ponts, toujours sur l'île de Montréal, est présenté sur la Figure 74 et est un réseau simplifié ne considérant pas les ruelles.

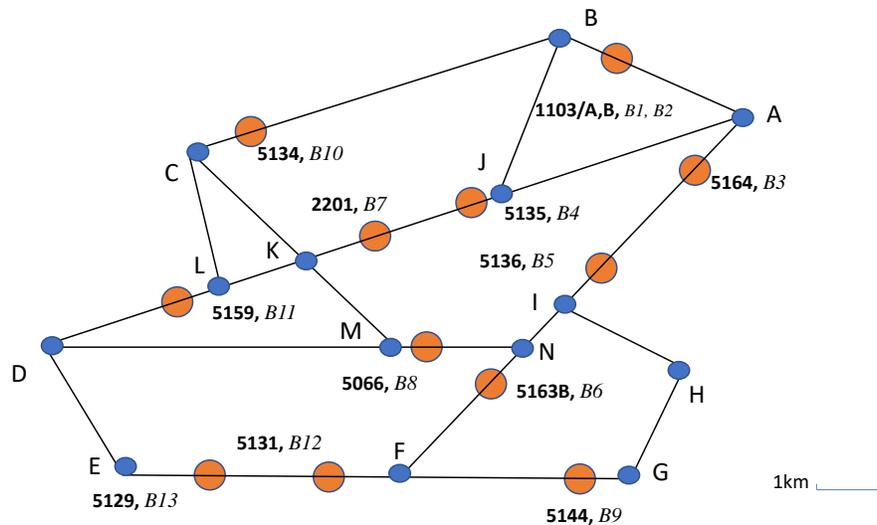


Figure 74. Réseau amplifié

Les données quantitatives du trafic : débit Q_0 et Capacité C_0 selon le nombre de voies de circulation une direction sont présentées dans le graphique de la Figure 75 pour chaque pont identifié selon la convention des gestionnaires, par exemple 5129 qui correspond dans cette étude au pont no B13. La vitesse praticable affichée pour chaque pont est présentée dans le Tableau 28.

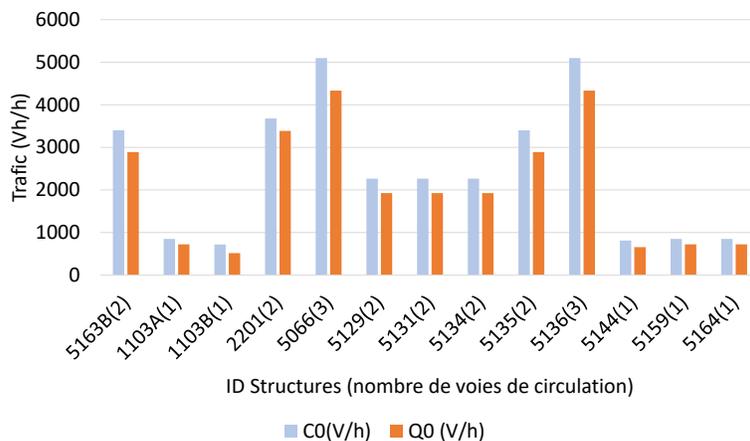
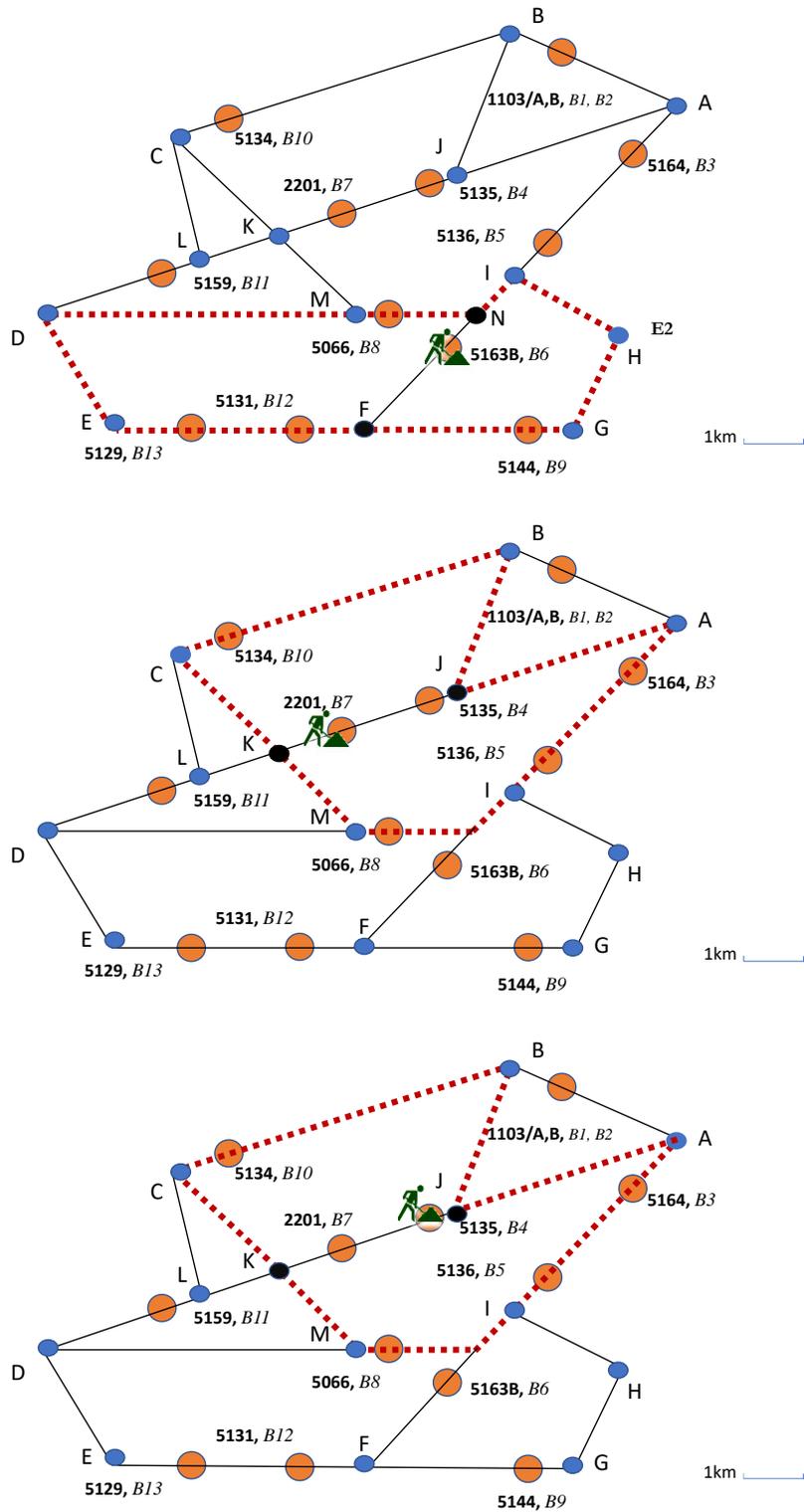


Figure 75. Débit Q et capacité C des structures dans une seule direction, identification des ponts par leur numéro sur le réseau amplifié et nombre de voies par direction entre parenthèses.

Tableau 28. nombre de voies par direction et vitesse affichée réseau amplifié

ID Structure	5163B	1103A	1103B	2201	5066	5129	5131	5134	5135	5136	5144	5159	5164
Nombre de voie/direction	2	1	1	2	3	2	2	2	2	3	1	1	1
Vitesse affichée (km/h)	50	50	70	40	50	50	50	50	50	50	30	50	50

Pour l'appréciation de l'indice d'état du réseau, les exemples de scénarios de fermetures de ponts à l'étude sont présentés dans les schémas de la Figure 76.



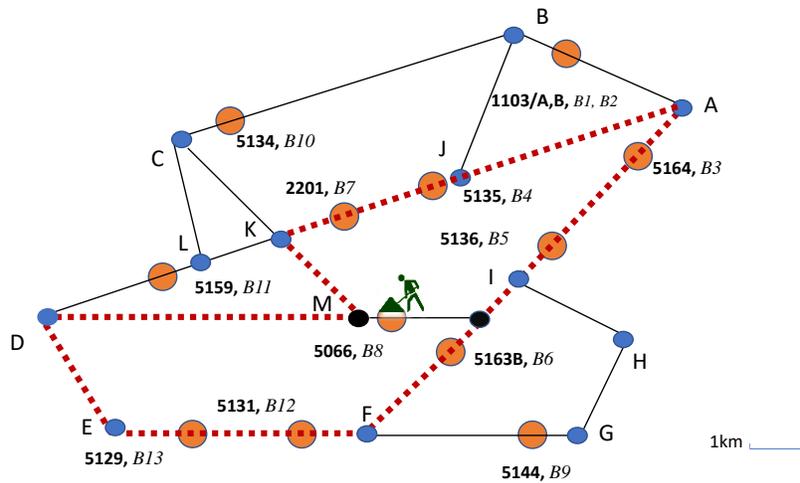


Figure 76. Scénarios de fermetures des ponts réseau amplifié

Les relevés de l'indice d'état de matériau et de comportement des ponts sont présentés dans le graphique de la Figure 77.

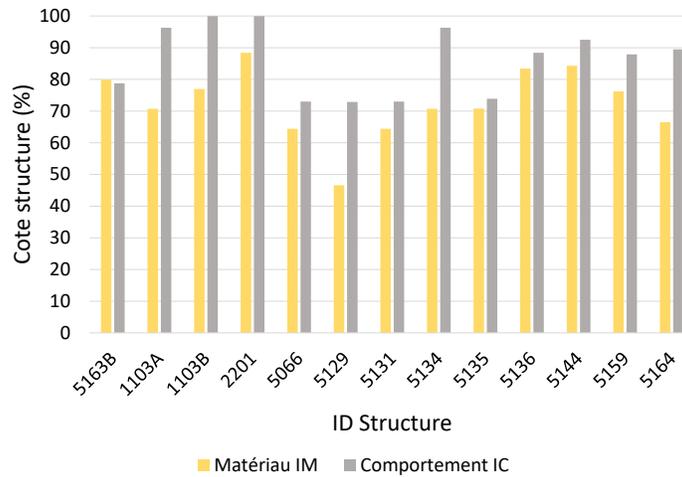


Figure 77. Indice d'état des structures à l'étude (Inspection Visuelle) réseau amplifié

** pour des raisons de confidentialités des données, les indices sont des valeurs inventées et ne représentent pas l'état actuel du pont*

6.2.2 Impacts des fermetures des ponts

6.2.2.1 Retards des usagers

L'équilibre de Wardrop permet d'estimer le retard enregistré par la congestion du trafic sur les liens de détournement occasionné par le surplus de trafic dû à une fermeture partielle ou totale. Les relevés du temps initial sans travaux et final avec travaux pour le réseau de référence et du réseau amplifié sont présentés dans les graphiques de la Figure 78 et Figure 84. Ce relevé détermine trois valeurs :

- une fermeture totale ou l'ensemble des véhicules sont redistribués sur les liens de détour suivant le trajet le plus court;
- une fermeture partielle de 75% du flux de débit original du trafic redistribués sur les liens de détour;
- une fermeture partielle de 50% du flux du débit original du trafic.

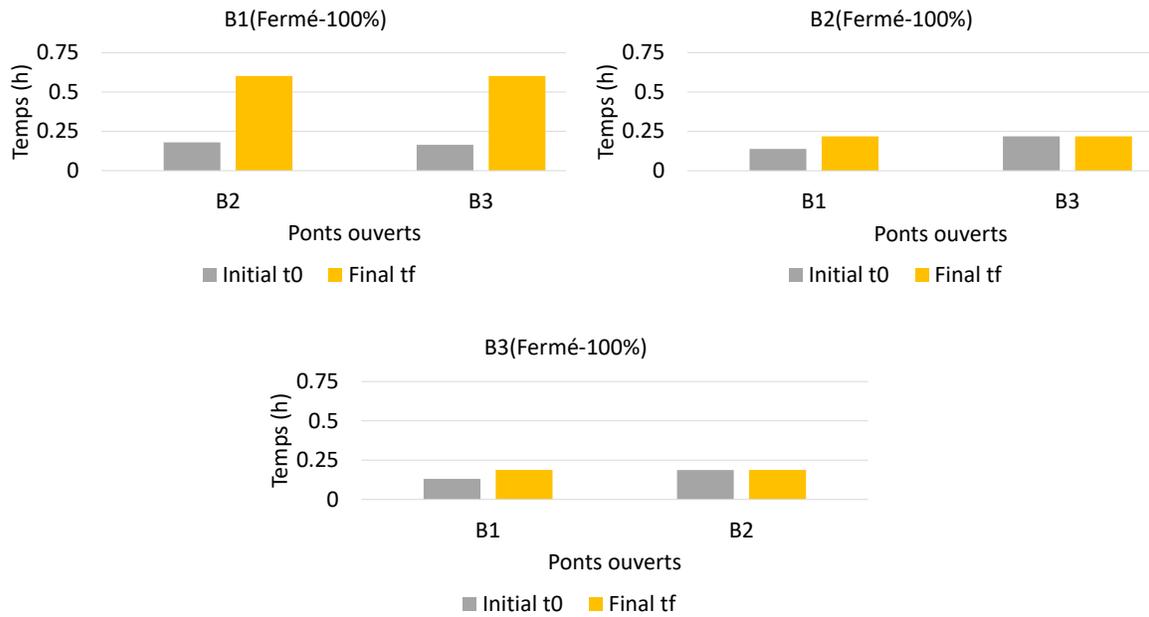


Figure 78. Retard scénarios de fermeture réseau de référence

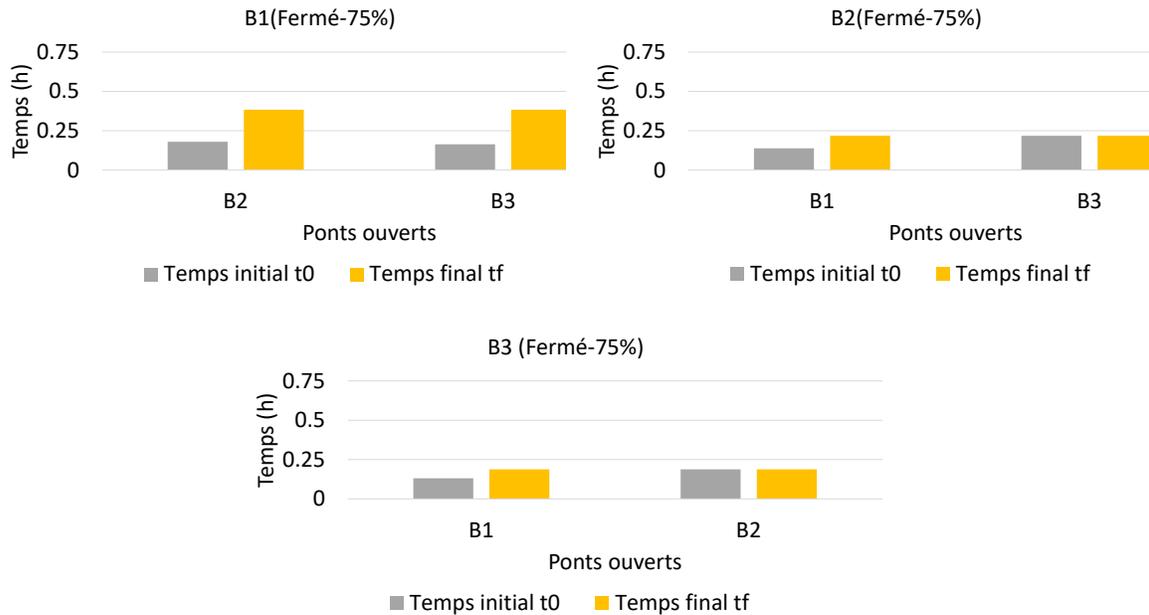


Figure 79. Retard scénarios de fermeture réseau de référence

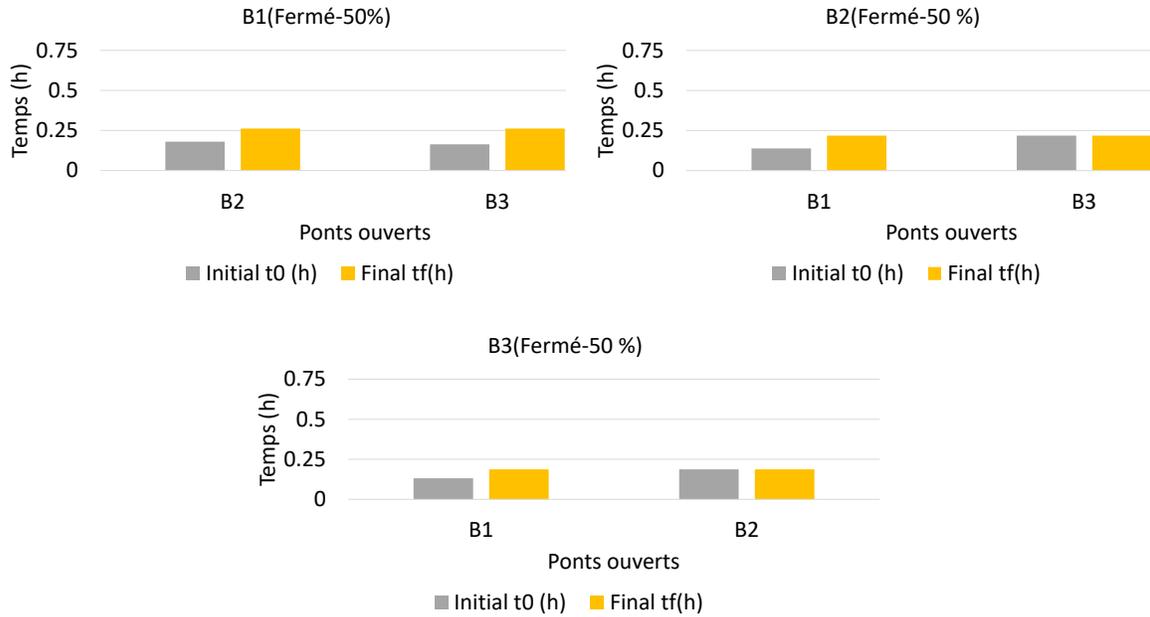


Figure 80. Retard scénarios de fermeture réseau de référence

La fermeture d'un pont de grande capacité provoque des délais de contournement du trafic plus élevé même dans le cas d'une fermeture avec des travaux majeurs comme l'exemple du pont B1. Par contre la fermeture de B3 ayant le plus faible trafic, la capacité d'écoulement dans le réseau est modérée avec un faible retard même dans le des travaux d'envergures majeures ou de remplacement.

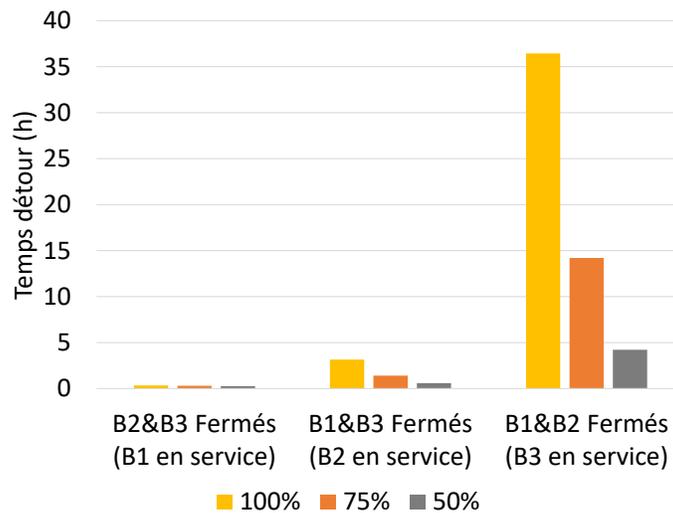


Figure 81. Retard scénarios de fermeture double sur le réseau de référence

Ce résultat indique que pour des travaux de maintenance ou de réhabilitation sur plusieurs ponts, la fermeture concomitante de ponts de grande capacité B1&B2 sur le réseau entraîne une forte détérioration de la fluidité du trafic. Cela correspond à une gêne du niveau de service majeure avec des arrêts prolongés. Inversement, la

fermeture concomitante de pont de faible capacité B2&B3 n'occasionne que peu de gênes sur les utilisateurs. Les temps de trajet sont légèrement diminués avec une baisse temporaire de vitesse et des retards sensibles.

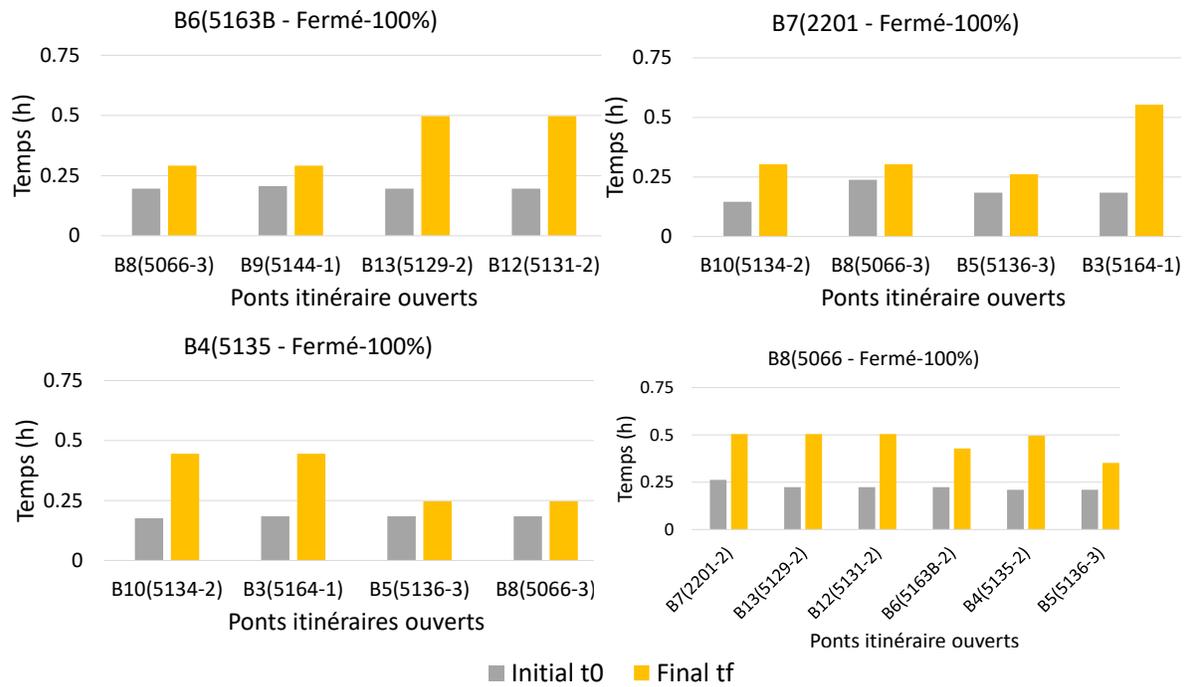


Figure 82. Retard scénarios de fermeture sur le réseau amplifié

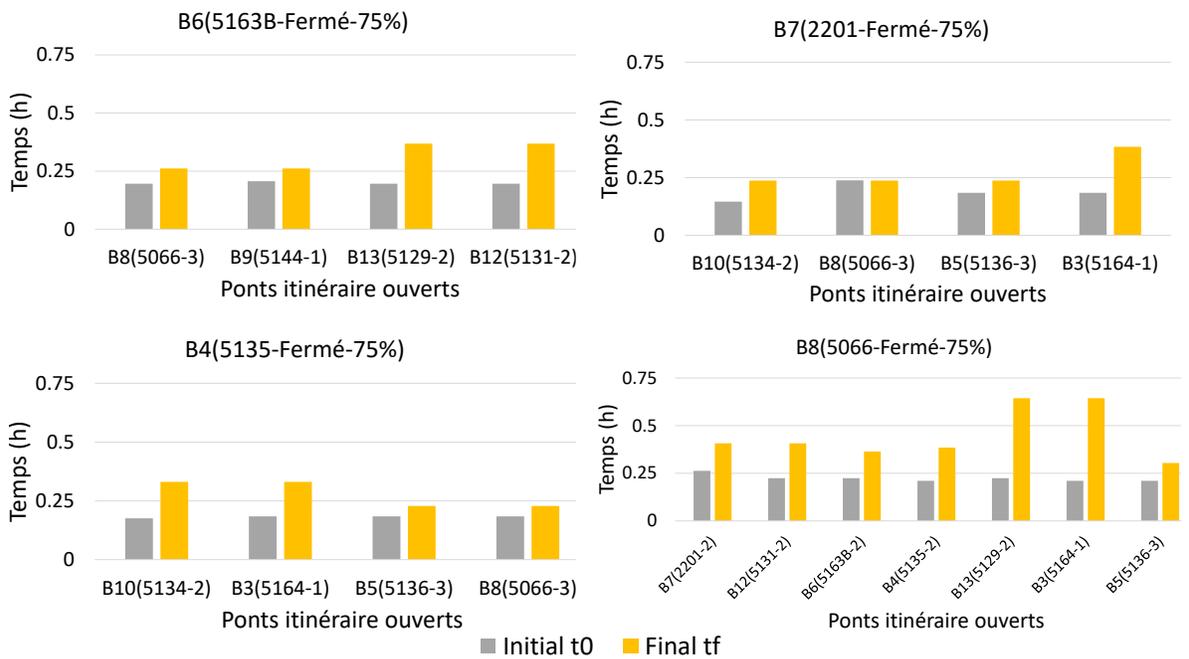


Figure 83. Retard scénarios de fermeture sur le réseau amplifié

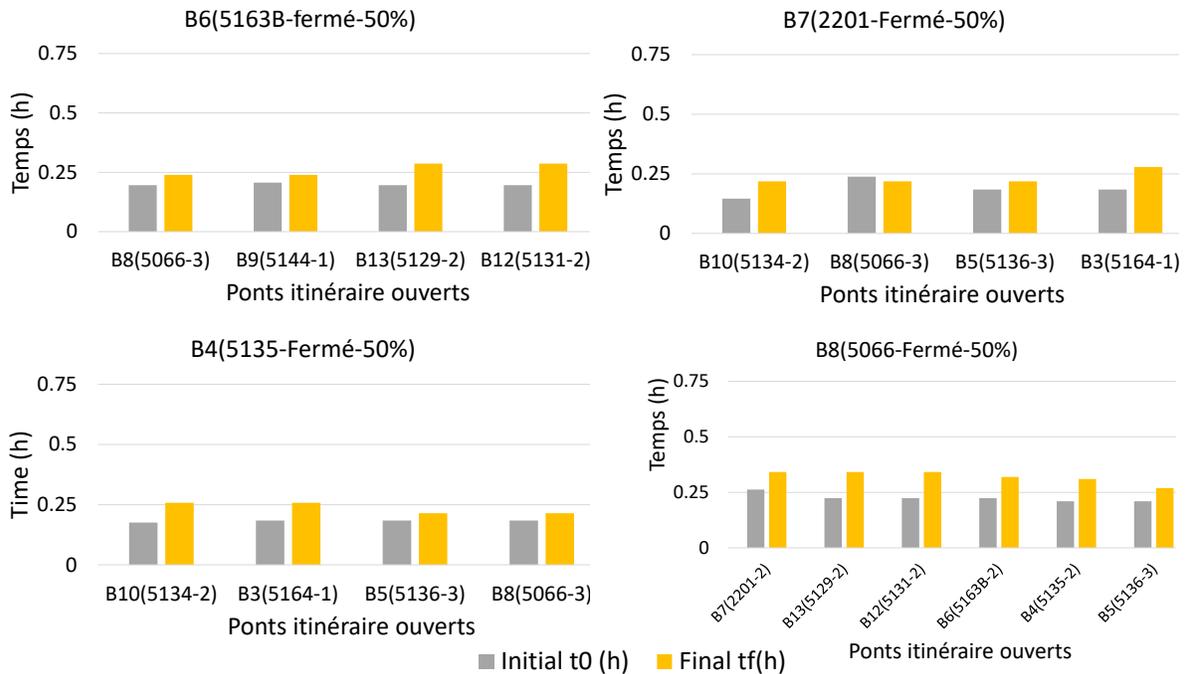


Figure 84. Retard scénarios de fermeture sur le réseau amplifié

L'équilibre de Wardrop sur le réseau amplifié montre que le temps final sur les liens de détournement est fortement augmenté dans le cas de fermeture totale ou partielle selon la catégorie de ponts ayant le plus de voies de circulation. Ce qui est en adéquation avec les résultats du réseau de référence, car la capacité du trafic augmente proportionnellement avec le nombre de voies de circulation. En effet, des délais de détournements du trafic sont plus longs sur le réseau amplifié lors de la fermeture de structure de grande capacité. C'est le cas par exemple de la structure 5066 ayant trois voies de circulation avec un haut débit (Figure 75) dans une direction provoquant une forte congestion sur les structures à voie simple, comme c'est le cas de la structure 5164 ayant une seule voie de circulation. Lors de la fermeture de ponts pour des travaux de maintenance, la fermeture d'une structure du réseau ayant un trafic plus élevé a une plus grande répercussion dans l'ensemble du réseau et cela dans le voisinage immédiat et sur un périmètre plus grand du réseau, ce qui affecte fortement la performance du réseau par la proportion élevée de la congestion et de retard du trafic. Par conséquent, les retards et les coûts d'utilisateurs seraient fortement augmentés comparativement à la fermeture pour des travaux sur des structures ayant moins de trafic.

Face à ce constat, il est primordial pour le gestionnaire du réseau de procéder à une analyse de l'influence du détournement du trafic sur l'utilisateur pour établir les indicateurs de décision de la maintenance. De cette façon, sur la base du délai du trafic, il est plus judicieux de connecter le détournement sur des liens ayant de grandes capacités pour des travaux d'envergure. Dans ces conditions, la planification des opérations de maintenance doit réguler

la distribution du trafic vers des ouvrages à capacité équivalent ou supérieur pour réguler la congestion du trafic lors d'interventions d'envergures sur les structures de grande capacité de trafic.

Dans ces conditions, une planification stratégique consiste à privilégier les ponts de faible capacité pour des travaux majeurs ou de remplacement et des opérations d'entretien et de maintenance réguliers, afin de garder les ponts de grande capacité en bon état sans opérations majeures durant leur durée de vie. Cette stratégie réduit les gênes à l'utilisateur et augmente la qualité de service du réseau. Cette conclusion qualitative sera certainement mise en évidence par les travaux de recherche sur l'optimisation des processus de maintenance sur un réseau routier en cours actuellement.

6.2.2.2 Impacts financiers sur l'utilisateur

Les coûts imputés aux utilisateurs sont intimement liés à la qualité de service du réseau. L'évaluation de ces coûts permet d'apprécier les conséquences financières auprès des usagers du réseau. La prise en compte de ces coûts dans la planification stratégique ajoute les conséquences des travaux sur ces coûts indirects et plus un projet d'entretien s'étend dans le temps, plus s'exerce une pression budgétaire sur le portefeuille des usagers et un déficit budgétaire auprès des propriétaires d'infrastructure (Arif & Bayraktar, 2018).

Les coûts de consommation du carburant sont fonction de la vitesse et de la distance parcourue. Ces coûts diminuent avec l'augmentation de la vitesse. Les coûts liés à l'utilisation du véhicule, incluant la dépréciation générale, l'entretien requis, l'usure des pneus, ne dépendent que de la distance parcourue. Les valeurs de base de ces coûts sont tirées du guide de l'analyse avantages-coûts du MTQ présenté à l'annexe A. Les résultats d'analyses des coûts imputés aux utilisateurs dus à la congestion sont présentés dans les graphiques de la Figure 85 et Figure 86. Tous les coûts correspondent à volume de trafic évoluant pendant 3 heures durant les heures de pointe sur un ouvrage sans gênes sur la circulation dû à des travaux.

6.2.2.2.1 Coûts totaux utilisateurs réseau de référence

L'évaluation du coût est basée sur le différentiel de la distance parcourue entre la longueur du détour et vitesse détour par la longueur de référence, c'est-à-dire, la longueur des nœuds du pont via la vitesse normale ou affichée (Annexe A). La Figure 85 présente la comparaison des coûts pour chacun des scénarios de fermeture simple et multiple des ponts en cours de maintenance du réseau de référence.

Les résultats des coûts sont particulièrement affectés par la longueur du détour et la vitesse du détour pour chaque catégorie de fermeture présenté dans le Tableau 29. Pour cette raison, un scénario, où le détour est le plus long, augmenterait les coûts carburants des utilisateurs du réseau. C'est le cas de la fermeture des ponts B1&B2 qui déplace le trafic vers le pont B3 ayant la plus faible capacité avec le détour le plus long (Tableau 27). Ce qui engendre des arrêts prolongés et des vitesses très réduites de niveaux intolérables. Les coûts d'utilisation

des véhicules augmentent avec le niveau de trafic. Pour une stratégie de gestion efficace, une fermeture partielle avec le maintien de l'ordre de 50% du trafic minimise à la fois les coûts des utilisateurs pendant les travaux de maintenance d'ouvrages même pour des fermetures concomitantes (Figure 85) et le temps de congestion sur le réseau.

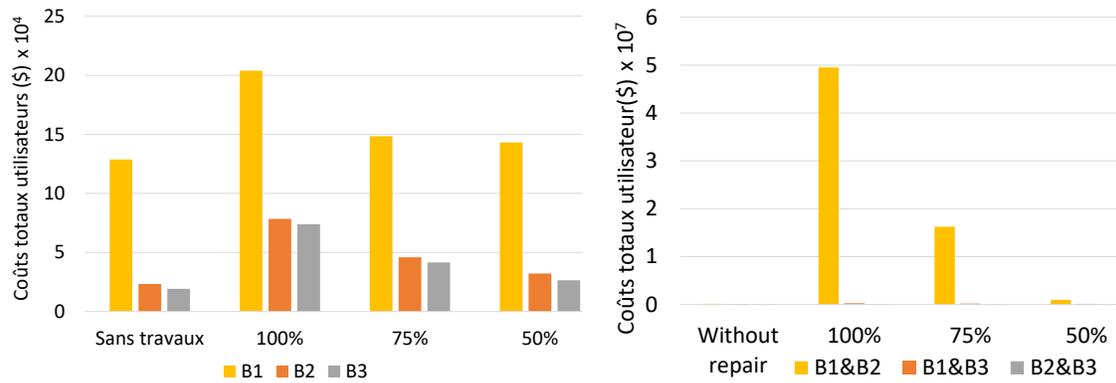


Figure 85. Coûts totaux utilisateurs réseau de référence

La congestion accrue du réseau génère des coûts plus élevés de carburant dû à la dégradation de la qualité de service caractérisé par une restriction de l'écoulement du trafic occasionné par des arrêts temporaires ou prolongés qui congestionne le trafic. Puisque la longueur du détour influence ces coûts d'utilisation du véhicule, les coûts d'utilisation du véhicule (dépréciation) diminuent avec la réduction de la longueur du détour, mais augmentent avec les délais du trafic, comme le montre la Figure 85 dans le cas de la fermeture double des ponts B1&B2 ayant le temps de détour le plus long (Figure 81).

Tableau 29. Paramètres quantitatifs du trafic du réseau de référence

Ponts fermés	Ponts ouverts	Longueur détour moyen (km)	Vitesse moyenne (km/h) du ou des détours (fonction du pourcentage fermeture)			Vitesse affichée (km/h)
			100%	75%	50%	
B2&B3	B1	13.5	40.42	46.02	51.37	97
B1&B3	B2	13.95	4.43	9.93	23.97	55
B1&B2	B3	15.8	0.433	1.11	3.74	50
B1	B2&B3	8.39	15.54	24.4	35.79	
B2	B1&B3	10.85	22.27	34.92	61.47	97
B3	B1&B2	15.8	21.11	31.67	67.82	

NB : Dans le cas des scénarios de fermeture des ponts B2 et B3, l'optimisation envoie tout le trafic sur le pont B1 et rien sur l'autre pont ouvert au trafic.

Un niveau élevé du débit de circulation avec une augmentation de la longueur du détour entraîne des coûts plus élevés. Face à ce constat, l'itinéraire et le délai du trafic du détour sont significatifs pour le choix d'un pont pour les activités de maintenance.

6.2.2.2 Coûts totaux utilisateurs réseau amplifié

Une saturation du réseau se met en place, lorsque la fermeture pour des opérations de maintenance déplace le trafic de structure à haut débit vers des structures à capacité fortement réduite telle que la fermeture de la structure 5066. Lorsque les débits sont équivalents, c'est le cas de la structure 2201 et 5135 (Figure 75), dans ces conditions, la décision de hiérarchisation des opérations de maintenance doit réguler la distribution du trafic vers des ouvrages à capacité équivalent ou supérieur pour réguler la congestion du trafic en privilégiant le détour le moins long. Une fermeture partielle de l'ordre de 50% des structures de grande capacité s'avère être l'option la plus favorable en termes de réduction des gênes auprès des utilisateurs du réseau à la fois pour les délais du trafic que pour leur portefeuille tel que présenté respectivement à la Figure 84 et Figure 86.

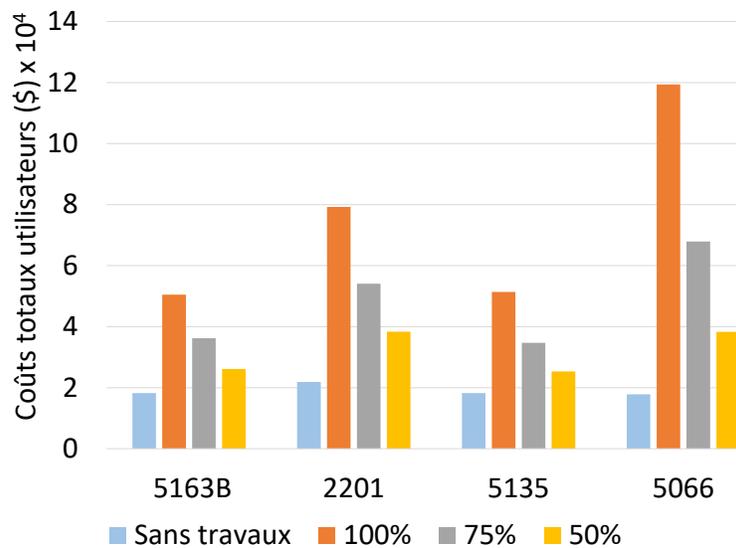


Figure 86. Scénarios coûts totaux utilisateurs réseau amplifié

6.2.3 Indice réseau

L'indice réseau permet au gestionnaire d'évaluer la performance du réseau routier dans son ensemble afin de garantir un service optimal en fonction de la pénalité individuelle sur chaque pont pour planifier globalement des opérations de maintenance sur les ouvrages du réseau. Le système de cotation du réseau est déterminé pour le service et la sécurité de la structure permettant de caractériser la performance du réseau en fonction des gênes dues aux fermetures totales ou partielles de ponts sur le réseau pendant les activités de maintenance. L'indice réseau "service" évalue la capacité du réseau à assurer un niveau de service acceptable pendant son exploitation à partir de l'état de matériau des ponts du réseau, et l'indice réseau "sécurité" évalue l'aptitude du

réseau à assurer la sécurité des usagers du réseau à partir de la cote comportement des structures du réseau à l'étude (Figure 77).

6.2.3.1 Indice réseau de référence

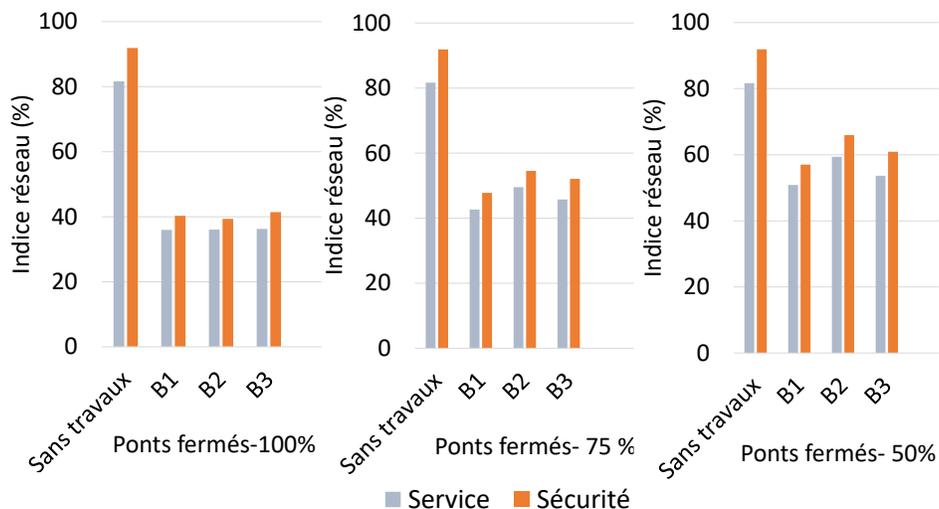


Figure 87. Indice réseau scénarios de fermetures simples réseau de référence

Pour le réseau de référence, le pont B1 a la meilleure condition d'état comparativement aux ponts B2 et B3 (Figure 73). De ce fait, son indice (service et sécurité) du réseau présenté à la Figure 87 a une tendance similaire que ceux de la fermeture des ponts à faible capacité de trafic. Cela indique qu'une fermeture complète de l'un de ces trois ponts aura une pénalité du même ordre de grandeur sur le réseau. De ce fait, la décision du gestionnaire doit se fonder sur les impacts du détournement de trafic. Dans le cas de fermeture partielle, l'indice réseau privilégie la maintenance du pont B2 pour une meilleure performance du réseau (Figure 87) et des ponts B2&B3 pour une fermeture double (Figure 88).

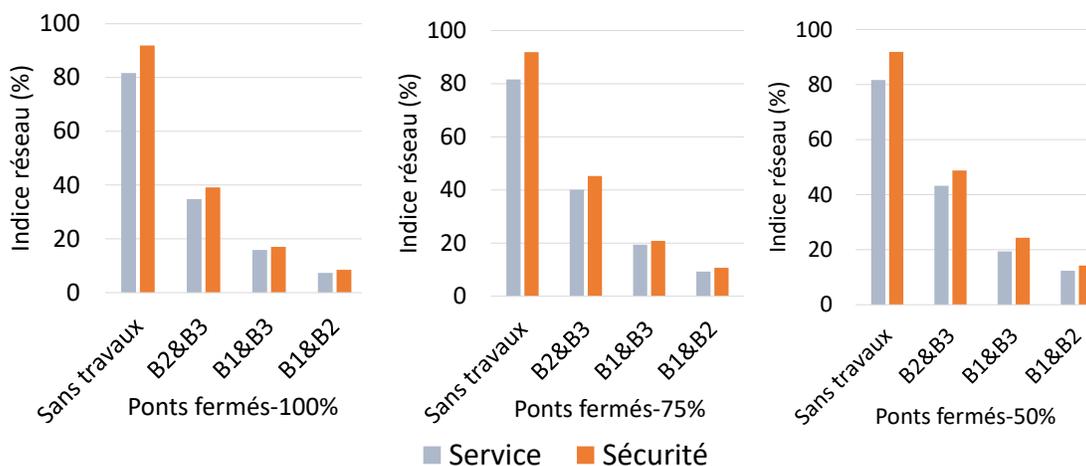
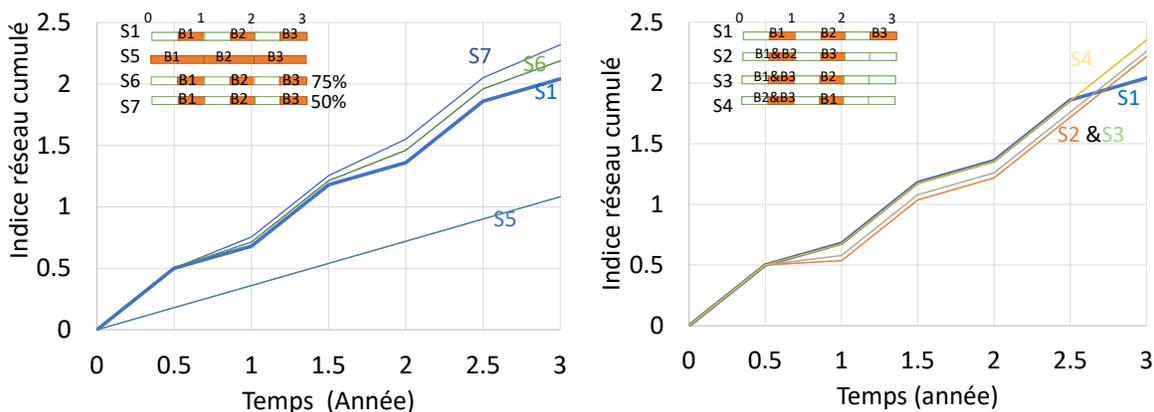


Figure 88. Indice réseau scénarios de fermetures multiples réseau de référence

Tandis que la fermeture concomitante des ponts B1&B2 donne un indice réseau de performance très réduite. Ce résultat concorde avec l'étude de l'impact financier sur l'utilisateur. Ainsi dans le cas où des structures présentent approximativement le même degré de détérioration le choix de l'ouvrage à réhabiliter doit se fonder sur la minimisation des coûts des utilisateurs pendant les opérations de réhabilitations.

Afin de visualiser l'utilité de l'indice réseau pour un parc d'infrastructures, la Figure 89 présente différents scénarios de fermetures des ponts sur le réseau de référence de façon fictive. Les scénarios proposent des fermetures de ponts partielles ou complètes sur une durée de 6 mois ou 1 année sur un total de 3 ans, soit de façon consécutive (Figure 89a) ou concomitante (Figure 89b). Le scénario 1 représente une référence comparative aux autres scénarios où les ponts B1 à B3 sont consécutivement fermés complètement pendant 6 mois sur respectivement les 3 années. Plus l'indice réseau cumulé est élevé, plus la performance du réseau est meilleure. L'indice réseau cumulé montre que les scénarios où les ponts sont partiellement fermés (S6; S7) ont le plus d'avantages sur la performance et la qualité de service du réseau. Dans le cas des fermetures multiples, la maintenance de ponts de grandes capacités (S2&S3) impacte la qualité de service du réseau à moyen terme (jusqu'à 2.5 ans) et plus bénéfique sur l'offre de service à long terme (à trois ans).



(a) Fermetures consécutives

(b) Fermetures concomitantes

Figure 89. Indice cumulé réseau scénarios de fermeture réseau de référence

Ce résultat permet aux gestionnaires de prioriser le plus possible les entretiens de réparation ou préventifs avec des fermetures partielles de ponts ayant moins d'impact sur les usagers par rapport à des fermetures complètes et d'avoir une vision globale en tout temps du réseau. Il permet de mettre en évidence dans ces scénarios que des entretiens mineurs sur 6 mois prévaux aux interventions majeures (comme des remplacements d'éléments structuraux) sur 1 an qui entraînent une dégradation majeure de la qualité de service du réseau, tel que présenté par le scénario S5. Dans le cas de fermetures multiples, les gestionnaires peuvent prioriser la fermeture de plusieurs ponts à faible capacité, tels que l'exemple du scénario S4 avec la fermeture des ponts B2&B3. La fermeture de ponts de grande capacité engendre des conséquences économiques importantes sur les

utilisateurs, caractérisées par des gênes intolérables pour la qualité de service du réseau. C'est le cas de la fermeture des ponts B1&B2 du scénario S2 qui redirigent le trafic vers le pont B3 à très faible capacité. L'impact est très important puisque cela occasionne des baisses de vitesses, arrêts prolongés et retards considérables (Figure 81).

6.2.3.2 Indice réseau amplifié

Pour le réseau amplifié, l'état de performance du réseau est conforme aux résultats précédents. La structure 5066 a l'indice d'état le plus faible par rapport aux structures (5135, 2201 et 5163B) présentées à la Figure 77. En plus de son haut débit de trafic (Figure 75), sa réhabilitation provoquera une forte pression dans le trafic et des coûts utilisateurs importants comme illustrés dans le graphique de la Figure 86. Cela est dû au niveau intolérable des retards pouvant parfois occasionner des arrêts prolongés avec des vitesses réduites sur l'ensemble des structures du réseau sollicitées pendant sa fermeture complète (Figure 82). La stratégie de gestion optimisée consisterait à privilégier la planification d'entretiens réguliers sur la structure 5066 avec des fermetures partielles de l'ordre de 50%. Cette approche de gestion réduirait à la fois la pénalité sur la cote réseau, les gênes sur les utilisateurs et la réduction de l'engorgement sur les structures à voie unique c'est le cas de la structure 5164.

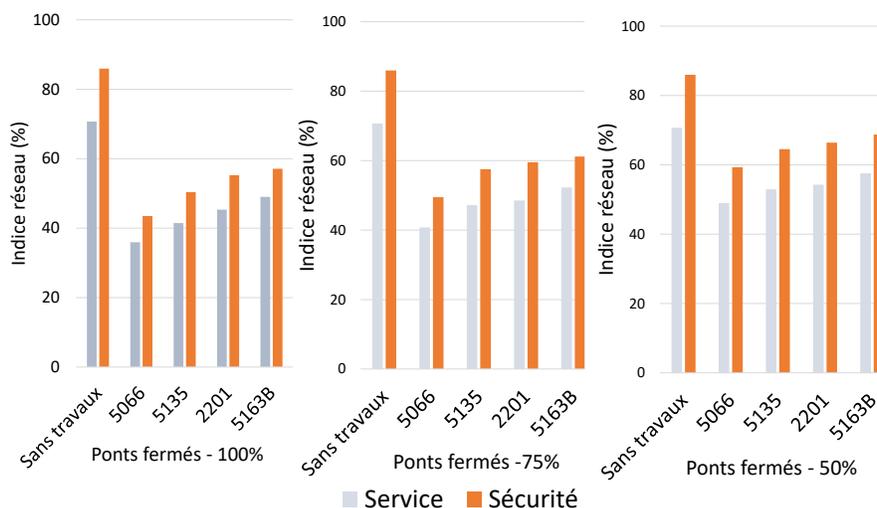


Figure 90. Indice réseau scénarios de fermeture réseau amplifié

Conclusion

Cette étude a permis l'analyse multifonctionnelle de l'état de service du réseau routier à travers un indice réseau. Ce modèle d'indice réseau montre que la cote du réseau est fonction de la pénalité individuelle de chaque pont du réseau basé sur leurs état et caractéristique quantitatifs du niveau de trafic. Ce résultat permet à travers une connaissance de la condition d'état de chacune des structures composant le réseau routier d'obtenir une cote

pouvant évaluer les gênes des fermetures de ponts à l'occasion de leur maintenance ou réhabilitation. Il ressort de cette étude que les ouvrages de grandes capacités impactent le plus la performance du réseau pendant leur entretien ou réhabilitation. Pour des travaux majeurs ou de remplacement, la fermeture complète de ponts de faible capacité s'avère être la meilleure option. Ce qui réduit la pression des gênes sur les utilisateurs. Tandis que les entretiens réguliers avec fermeture partielle sur les structures de grandes capacités permettraient de réduire fortement la pression du trafic dans le réseau. En plus de la connaissance de l'état de dégradation des structures, la maîtrise des caractéristiques quantitatives des liens (longueur des détours, vitesses praticables, débit et capacité) dans les prises de décision permet une meilleure planification stratégique de la gestion des infrastructures. En perspectives l'analyse de la variabilité et de la sensibilité du modèle sera mise en exergue dans un projet pilote d'analyse de prise de décision de la maintenance des infrastructures du réseau routier pour calibrer son implémentation et définir les performances et les limites du modèle.

Synthèse

Les réseaux d'infrastructures routières constituent un enjeu de première importance pour l'économie et la qualité de vie d'un pays. Pour leur gestion efficace, des mesures d'évaluation appropriées doivent être mises au point afin de mieux planifier les travaux de maintenance et de réhabilitation permettant de réduire les gênes sur la mobilité des utilisateurs ainsi que les coûts liés à leurs maintenances.

Dans les dernières années, l'inventaire de l'état de détérioration des structures du parc d'infrastructure routière a montré des niveaux alarmants de détérioration. Plus de la moitié des structures du réseau routier en Amérique du Nord ont en général plus de 40 ans. Ces structures présentent des états de dégradations qui varient d'importants à avancés et ont un besoin urgent de réparation ou de réhabilitation complète dans les prochaines années. L'évaluation de ces structures a été menée par inspection visuelle en général. À cet égard, constatant la qualité actuelle des structures vieillissantes et à travers des études menées dernièrement et dans cette recherche, la qualité des résultats issus des critères d'évaluation de l'inspection visuelle est discutable. Comme indiqué dans la plupart des notes techniques de gestion d'infrastructures, l'inspection visuelle n'a pas permis de contenir les dégradations des structures du parc des infrastructures routières. De ce fait, les structures du réseau routier dans leur majorité nécessitent soit des travaux de réfections majeures ou de réhabilitation complète. Ce qui augmenterait fortement la congestion du réseau et les gênes auprès des utilisateurs du réseau, lorsque la programmation des interventions de réparation n'est pas analysée en amont. La recherche d'une planification stratégique, qui permet d'obtenir une meilleure performance du réseau, en améliorant l'offre de service pendant les futurs travaux de réhabilitation des structures, ayant moins de gênes pour les utilisateurs, demeure l'approche efficace de gestion des infrastructures du réseau routier.

Cette recherche connexe au projet équipe FRQNT- SGOMI a permis le développement d'un modèle d'évaluation multiéchelle avancée de la condition d'état des ponts routiers associant la méthode traditionnelle de l'inspection visuelle au modèle numérique de détérioration TransChlor®. Cette évaluation de l'état des ponts est réalisée par l'approche d'une analyse multiéchelle de leurs états en partant de l'évaluation par éléments au niveau local et à l'échelle globale de la structure. Ensuite, l'évaluation des structures est effectuée dans une maille de réseau avec une approche de gestion intégrée pour évaluer la performance d'un réseau en fonction de l'état des ponts qui le compose et les caractéristiques quantitatives de leurs niveaux de trafic.

En effet, contrairement à la politique des gestionnaires public au Québec dont la décision d'intervenir sur un élément dépend des niveaux de détérioration importants phase γ (Tableau 7) ou très importante phase δ identifiés à l'inspection visuelle. Puis, les activités de réparations sont recommandées pour chaque élément, lorsque le matériau présente un état γ , sur 20 % et plus ou un état δ soit ($\gamma \geq 20\%$ ou $\delta > 0\%$). Cette

recherche a permis de bonifier les résultats issus de l'inspection visuelle en incorporant les dégradations moyennes β dans la cotation de l'état d'un ouvrage. Cette stratégie a permis d'obtenir une cote permettant d'anticiper la décision d'intervenir sur une structure au niveau local et sur la base d'un indice de l'état de matériau et structural à l'échelle globale de la structure (Figure 37). Cette nouvelle approche présentée au chapitre 3 prévient les dégradations avancées de l'état d'une structure en introduisant les dégradations moyennes β dans l'évaluation faite à l'inspection visuelle. Le résultat obtenu avec l'intégration des dégradations moyennes a révélé que le pont à l'étude nécessite un entretien et un suivi comparativement à la pratique basée uniquement sur les dégradations importantes et avancées. En conséquence, la prise en compte des dégradations moyennes dans les prises de décision améliore la cotation basée sur l'inspection visuelle utilisée par les gestionnaires publics traditionnels.

Cependant, l'incertitude associée aux inspections visuelles liée aux dégradations physiques et chimiques d'une structure dans des environnements corrosifs est considérable et ne suffit pas pour une évaluation précise de son état. C'est le cas des structures dans un contexte nordique avec un climat hivernal rigoureux où l'épandage des sels déglaçant accélèrent les mécanismes de détérioration.

Des études ont prouvé que la condition d'état d'un pont en béton dépend de l'environnement immédiat où il est mis en place, à savoir les conditions d'expositions, y compris les propriétés du matériau et de son utilisation selon le degré ou les contraintes du trafic. Par conséquent, l'évaluation avec l'inspection visuelle a été améliorée en le couplant avec un modèle de prédiction de la détérioration TransChlor® présentée au chapitre 4.

Comparativement à l'inspection visuelle, le modèle de prédiction de la détérioration TransChlor® a pour but de dépister les détériorations précoces invisibles à l'inspection visuelle. Son principe de caractérisation des détériorations est basé sur les mécanismes physicochimiques de transport des agents pathogènes dans le béton des structures selon leur environnement d'exposition. En plus des données météorologiques et de l'exposition environnementale réelle de la structure, des essais non destructifs in situ ont permis de caractériser les propriétés du béton du pont à l'étude, afin d'alimenter les conditions de bord du modèle TransChlor®.

Les prédictions du modèle numérique de détérioration TransChlor® ont été validées par des données expérimentales provenant de carottes forées à l'intrados (dessous des dalles) et à l'extrados (au-dessus des dalles) de la structure à l'étude respectivement (Figure 49 et Figure 50). Cette approche a permis d'affiner l'évaluation de la détérioration au jeune âge de la structure afin de prévoir les entretiens préventifs. Ainsi grâce au modèle développé dans cette recherche, le gestionnaire peut valider les données d'évaluations de terrain (inspection visuelle) sur la base d'essai non destructif. Dans le cadre d'évaluation des structures vieillissantes, aussi bien que pour des structures au jeune âge, un prélèvement d'échantillon de carottes permet une validation

expérimentale par des tests de laboratoire des profils des ions chlorure obtenus avec le modèle numérique sur la base des conditions environnementales d'exposition réelle de la structure.

Par la suite, une analyse temporelle du processus de détérioration du pont en relation avec les degrés de sévérité des défauts dus à la corrosion et à la fissuration jusqu'à la délamination a été effectuée, et est présentée au chapitre 5. Grâce à l'analyse temporelle de l'état de la structure à l'échelle locale et globale de la structure respectivement (Figure 61 et Figure 62), le modèle numérique par ce résultat permet un suivi de l'avancement des détériorations et l'échéancier de la réparation. En analysant les rapports historiques de terrain (inspection visuelle) présenté dans le Tableau 24. L'introduction du modèle dans l'évaluation a pour bénéfice de prédire le point de bifurcation des détériorations pour une anticipation de l'intervention. C'est le cas par exemple de l'examen des réparations simulées sur la dalle de la structure ayant permis de prédire la nouvelle échéance de réparation majeure de la dalle (Figure 63). Contrairement aux évaluations à l'inspection visuelle et au vu des statistiques de structures vieillissantes et en mauvais état ou très mauvais état en Amérique du Nord, cet outil permet d'affiner les résultats de l'inspection visuelle par analyse des détériorations précoces invisibles à l'inspection visuelle afin d'anticiper les réparations au niveau de la structure.

La congestion du réseau routier et la perte de sa qualité de service sont associées aux activités d'entretien des ponts sur les autoroutes ou les petites rues. Ce qui génère des coûts indirects liés à l'utilisation d'une voiture (usure des pneus, entretien, carburant) et le temps perdu lors des détours. Des études ont montré que la plupart des systèmes traditionnels de gestion des ponts disponibles fonctionnent sur la base de l'optimisation par structure. En l'absence d'une gestion intégrée du réseau routier, la détérioration des infrastructures et les déficits des budgets d'entretien ont augmenté. De même, le taux d'entretien des ponts a augmenté au point qu'il est maintenant plus coûteux d'entretenir les ponts endommagés que d'en construire de nouveaux. Une transition de la gestion de l'échelle de la structure vers une gestion réseau est présentée au chapitre 6. Cette évaluation de l'état du réseau routier a pour but de définir une cote pouvant évaluer la performance de l'état de service et la sécurité structurale du réseau (Figure 87-Figure 90). L'étude a permis de discuter de la planification stratégique des interventions de réparation ou de réhabilitation complète des structures du réseau lors des fermetures partielles ou totales. Cette approche permet d'évaluer les gênes des travaux de maintenance ou réhabilitation sur la qualité de service et à la mobilité des personnes et marchandise à l'occasion de leur fermeture. Cette étude a permis de démontrer que les ouvrages de grandes capacités impactent le plus la performance du réseau pendant leur entretien ou réhabilitation (Figure 85-Figure 86). Les résultats obtenus montrent que pour des travaux majeurs ou de remplacement, la fermeture complète de ponts de faible capacité s'avère être la meilleure option. Il a été démontré que le suivi et le maintien de l'état de service des structures de grandes capacités par des entretiens réguliers avec des fermetures partielles permettent de réduire l'asphyxie de la mobilité des personnes et marchandises avec réduction de l'intensité des congestions. Ce

résultat est appuyé par l'analyse des coûts d'utilisation du réseau pendant les travaux de maintenance ou de réhabilitation complète. Il a été démontré que la maîtrise des caractéristiques quantitatives des liens (longueur des détours, vitesses praticables, débit et capacité) dans les prises de décision permet une meilleure planification stratégique de la gestion des infrastructures.

Contribution à la recherche

Cette thèse couvre de multiples domaines complémentaires liés à l'évaluation des ponts vieillissants, au développement de pathologies, à la compréhension des phénoménologies conduisant à des désordres (en l'occurrence la corrosion du béton armé en présence de chlorures due aux sels de déverglaçage dans des régions froides). Les contributions originales de la thèse sont : (i) le développement d'une méthode permettant d'évaluer la condition des éléments individuels d'un pont à travers l'inspection visuelle sous forme de cotes, (ii) la combinaison des cotes considérant l'impact des défauts d'un élément sur les autres éléments de la structure permettant d'évaluer la condition d'état global de la structure sous forme d'indices; (iii) l'introduction d'une cotation complémentaire à l'inspection visuelle provenant d'une modélisation non linéaire du transport des chlorures dans le temps et l'espace en fonction de l'exposition réelle des ponts routiers à partir des actions microclimatiques et environnementales dont les propriétés du béton ont été évaluées par des essais non destructifs in situ. Cette approche innovante permet de caractériser des cotes pertinentes avant l'apparition de dégâts visibles pour justifier des interventions préventives de maintenance, ce qui a pu être comparé avec les entretiens et travaux de remplacement sur le pont étudié; (iv) ces indices globaux, provenant de l'inspection visuelle et/ou d'un modèle de dégradation, sont inclus dans un modèle de gestion réseau développé mettant en exergue l'impact du vieillissement du réseau et l'impact des fermetures durant les interventions sur les utilisateurs afin d'avoir une vision plus large et globale du réseau.

Toute cette analyse demande des compétences variées et complémentaires (multiphysique, physico-chimique, en instrumentation et modélisation) permettant d'aborder une complexité supplémentaire au format de gestion habituelle par une nouvelle vision à multiéchelle et multicritères de gestion durable des ouvrages d'un réseau routier. Des concepts théoriques variés issus de différents travaux de recherche précédents ont été considérés dans une démarche tout à fait originale, couvrant les différents domaines des défis pour l'évaluation des ponts routiers. Cette nouvelle approche a le potentiel d'améliorer grandement la prise de décision des gestionnaires d'infrastructures sur la planification de la maintenance et des autres interventions tout en ayant une vision à différentes échelles.

Perspective

La forte croissance des réseaux d'infrastructures en génie civil et le délai tardif d'intervention mettent en évidence la nécessité de considérer les risques de sécurité structurale à l'échelle locale et à l'échelle des réseaux d'infrastructures, en considérant les notions de résilience. Il serait également intéressant d'étudier la sensibilité du modèle d'évaluation de l'état des structures et différents scénarios de la gestion intégrée dans un projet pilote pour calibrer son implémentation et définir les performances et les limites des modèles développés dans cette recherche. Des analyses d'optimisation à travers les indices et les cotes, développés dans cette recherche, permettraient de donner un champ de positions pour plusieurs scénarios auxquels le gestionnaire pourrait choisir pour l'appliquer à son réseau routier ou ferroviaire. Ces champs pourraient inclure l'aspect économique, environnemental et des ressources disponibles.

Conclusion

Cette recherche constitue la section Évaluation et Gestion des ouvrages connexes au projet équipe FQNRT-SGOMI. Il contient les outils de décision développés pour l'évaluation et la gestion des structures en béton destinés aux gestionnaires d'ouvrages du réseau routier pour estimer et prédire leurs états de détérioration dans un climat au contexte nordique très sévère. Les résultats obtenus permettent d'affiner la cote obtenue par la méthode traditionnelle d'inspection visuelle à travers un modèle de détérioration TransChlor®. Une analyse temporelle de la condition d'état de l'ouvrage à l'étude permet d'analyser l'avancement des détériorations au niveau local et structural comparativement aux données de l'inspection visuelles pour la prédiction des activités de maintenance ou de réhabilitation. Une étude de la gestion intégrée a permis d'associer les cotes individuelles des structures d'un réseau pour l'obtention d'une cote réseau permettant d'évaluer les gênes liées à la fermeture totale ou partielle de structure du réseau. Cette étude contribue à améliorer l'évaluation de l'état des structures vieillissantes ainsi qu'à l'amélioration de l'offre de service du réseau pendant la maintenance ou la réhabilitation d'infrastructures routières (pont en béton).

Bibliographie

- Adey, B. (2002). A supply and demand system approach to the development of bridge management strategies (THESIS). Infoscience; EPFL. <https://doi.org/10.5075/epfl-thesis-2519>.
- Adey et al., Hajdin, R., & Brühwiler, E. (2003). Supply and Demand System Approach to Development of Bridge Management Strategies. *Journal of Infrastructure Systems*, 9(3), 117-131. <https://doi.org/10/cz8kvz>.
- Adhikari, R. S., Moselhi, O., & Bagchi, A. (2014). Image-based retrieval of concrete crack properties for bridge inspection. *Automation in Construction*, 39, 180-194. <https://doi.org/10/f5szzx>.
- Adkins, R., & Paxson, D. (2011). Renewing Assets with Uncertain Revenues and Operating Costs, *Journal of Financial and Quantitative Analysis*, Volume 46, Numéro 3 juin 2011, pp. 785-813, DOI: <https://doi.org/10.10/S0022109010000815>. *Journal of Financial and Quantitative Analysis*, 46(3), 785-813. <https://doi.org/10/b39tsg>.
- Ahmad, S. (2003). Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction—a review. *Cement and Concrete Composites*, 25(4-5), 459-471. <https://doi.org/10/c22ch6>.
- Alonso, C., Andrade, C., Castellote, M., & Castro, P. (2000). Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardised OPC mortar. *Cement and Concrete Research*, 30(7), 1047-1055. <https://doi.org/10/bnnx5r>.
- Angst, U. M. (2019). Predicting the time to corrosion initiation in reinforced concrete structures exposed to chlorides. *Cement and Concrete Research*, 115, 559-567. <https://doi.org/10/ggwr9>.
- Arif, F., & Bayraktar, M. E. (2018). Current Practices of Transportation Infrastructure Maintenance Investment Decision Making in the United States. *Journal of Transportation Engineering, Part A: Systems*, 144(6), 04018021. <https://doi.org/10/gmqkxt>.
- ASCE. (2017). Infrastructure Report Card, A Comprehensive Assessment of American's Infrastructure, American Society of Civil Engineers. <https://www.infrastructurereportcard.org/wpcontent/uploads/2016/10/2017-Infrastructure-Report-Card.pdf>.
- ASCE (2021) American Infrastructure Report Card, <https://infrastructurereportcard.org/wpcontent/uploads/2020/12/Bridges-2021.pdf> <https://infrastructurereportcard.org/wp-content/uploads/2020/12/Bridges-2021.pdf>.
- ATC. (2016). Notions élémentaires sur les meilleures pratiques en matière de gestion d'actifs de transport pour le Canada. <https://www.tac-atc.ca/sites/default/files/site/doc/resources/sambp-primer-french.pdf>.
- Azarsa, P., & Gupta, R. (2017). Electrical Resistivity of Concrete for Durability Evaluation : A Review. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2017, 1-30. <https://doi.org/10/gbj76c>.
- Bah, A. S., Sanchez, T., Zhang, Y., Sasai, K., Conciatori, D., Chouinard, L., Power, G. J., & Zufferey, N. (2021). Assessing the State Condition of a Concrete Bridge Combining Visual Inspection and Nonlinear Deterioration Model. 1.
- Banerjee, S., Vishwanath, B. S., & Devendiran, D. K. (2019). Multihazard resilience of highway bridges and bridge networks: A review. *Structure and Infrastructure Engineering*, 15(12), 1694-1714. <https://doi.org/10.1080/15732479.2019.1648526>.
- Bazant, Z., & Najjar, L. J. (1971). Drying of Concrete as a Nonlinear Diffusion Problem, *Cement and Concrete Research*, Vol. 1, pp 461-473, USA, 1971. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(71\)90054-8](https://doi.org/10.1016/0008-8846(71)90054-8).
- Bazzucchi, F., Restuccia, L., & Ferro, G. (2018). Considerations over the Italian road bridge infrastructure safety after the Polcevera viaduct collapse : Past errors and future perspectives. *Frattura Ed Integrità Strutturale*, 12(46), 400-421. <https://doi.org/10/gf8v26>.
- B.B. Hope, A.K.C. Ip. (1987). Chloride corrosion threshold in concrete. *Mater J* July-August, 306-314.
- Bear, J., & Bachmat, Y. (1991). Introduction to modelling of transport phenomena in porous media. Kluwer Academic Publishers, London, p. 553.
- Bensafir. (2010). Mécanismes d'altérations des matériaux cimentaires soumis aux milieux fortement agressifs— Université de Mascara- Algérie—Diplôme d'ingénieur d'état en génie civil option : Construction civile et industrielle 2010. Memoire Online. https://www.memoireonline.com/10/12/6325/m_Mecanismes-d-altérations-des-matériaux-cimentaires-soumis-aux-milieux-fortement-agressifs34.html.

- Bertola, N. J., & Brühwiler, E. (2021). Risk-based methodology to assess bridge condition based on visual inspection. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-14. <https://doi.org/10/gm3tmw>.
- Bhargava, K., Ghosh, A. K., Mori, Y., & Ramanujam, S. (2005). Modeling of time to corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures. *Cement and Concrete Research*, 35(11), 2203-2218. <https://doi.org/10/dpm8jk>.
- Bien et al. (2019). Taxonomy of non-destructive field tests of bridge materials and structures.
- Bisschop, J., Schiegg, Y., & Hunkeler, F. (2016). Modelling the Corrosion Initiation of Reinforced Concrete Exposed to Deicing Salts. Confédération suisse. <https://books.google.ca/books?id=bYwOkAEACAAJ>
- Blankwoll A. (1997). History of the gimsoystaumen bridge repair project, From theory to practice in a marine environment, Norway. International conference-repair of concrete structures.
- Bridgit. (1994). Bridgit, technical manual NCHRP, project 12-28(2), national engineering technology corporation.
- BRIME. (2001). BRIME – Bridge Management in Europe Deliverable d14 final Report, Brime Contract No. : RO-97-SC.2220. <https://trimis.ec.europa.eu/sites/default/files/project/documents/brimerep.pdf>.
- Broomfield, J. P. (2003). Corrosion of steel in concrete : Understanding, investigation and repair. CRC Press.
- Brown, E. C., & Kuntze, R. A. (1972). A study of stripping in asphalt pavements, Ontario, Departement of Transportation and Communications, rapport no RR177, 38 p.
- Brühwiler, E., & al. (2001). Simulation-of-the-corrosion-behaviour-of-concrete-elements-reinforced-with-high-performance-steel.pdf.
- C. Andrade, C.L. Page. (1986). Pore solution chemistry and corrosion in hydrated cement systems containing chloride salts. A study of cation specific effects. *Cem Concr Res* 21, 49-53.
- C. M. Hansson, A. Poursaee, & S. J. Jaffer. (2012, décembre). Corrosion of Reinforcing Bars in Concrete. 106-124.
- CEB. (1985). Comité Euro-international du Béton (CEB), General Task Group no 20 «durability and service life of concrete structures», Lausanne, Switzerland, Bull. Inform. Comité europ. Béton. 1985, Num 166 ; pag. Mult.pdf.
- Choinska, M. (2006). Effets de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure [Phdthesis, Ecole Centrale de Nantes (ECN) ; Université de Nantes]. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00334143>.
- C.M. Hansson, B. Sorensen. (1988). The threshold concentration of chloride in concrete for initiation of reinforcement corrosion.pdf.
- Collepari, M., Marcialis, A., & Turriziani, R. (1970). The kinetics of chloride ions penetration in concrete. *Il cemento*, 67(4), 157-164.
- Conciatori, D. (2005). Essai d'absorption capillaire à basses température appliqué à des bétons de différentes perméabilité. École polytechnique de Lausanne.
- Conciatori, D. (2006). Effet du microclimat sur l'initiation de la corrosion des aciers d'armature dans les ouvrages en béton armé [Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne]. <http://infoscience.epfl.ch/record/56049>.
- Conciatori, D., Brühwiler, E., & Dumont, A.-G. (2009). Actions microclimatique et environnementale des ouvrages d'art routiers. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(4), 628-638. <https://doi.org/10/bsxs8q>.
- Conciatori, D., Brühwiler, E., & Gysler, R. (2010). Brine absorption in concrete at low temperature : Experimental investigation and modeling. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(6), 846-851. <https://doi.org/10/fwgg7p>.
- Conciatori, D., Brühwiler, E., & Linden, C. (2018). Numerical simulation of the probability of corrosion initiation of RC elements made of reinforcing steel with improved corrosion performance. *Structure and Infrastructure Engineering*, 0(0), 1-9. <https://doi.org/10/gc5scx>.
- Conciatori, D., Bruhwiler, E., & Morgenthaler, S. (2009). Calculation of reinforced concrete corrosion initiation probabilities using the rosenblueth method. *International Journal of Reliability and Safety*, 3(4), 345-362. <https://doi.org/10/fwssn6>.

- Conciatori, D., Denarié, E., & Brühwiler, E. (2002). Influence of microclimate on the probability of initiation of chloride induced corrosion in reinforced concrete. 4th International Ph. D. Symposium in Civil Engineering, Springer-VDI, Munich Germany, 7p.
- Conciatori, D., Grégoire, É., Samson, É., Marchand, J., & Chouinard, L. (2015). Sensitivity of chloride ingress modelling in concrete to input parameter variability. *Materials and Structures*, 48(9), 3023-3036. <https://doi.org/10/f7k363>.
- Conciatori, D., Laferrière, F., & Brühwiler, E. (2010). Comprehensive modeling of chloride ion and water ingress into concrete considering thermal and carbonation state for real climate. *Cement and Concrete Research*, 40(1), 109-118. <https://doi.org/10/bd9q4n>.
- Conciatori, D., Sadouki, H., & Brühwiler, E. (2008). Capillary suction and diffusion model for chloride ingress into concrete. *Cement and Concrete Research*, 38(12), 1401-1408. <https://doi.org/10/b3gvv4>.
- Costa, A., & Appleton, J. (1999). Chloride penetration into concrete in marine environment-Part II : Prediction of long term chloride penetration. *Materials and Structures*, 32(5), 354-359. <https://doi.org/10/bs4k44>.
- CSA. (2014). S6-14 Code canadien sur le calcul des ponts routiers. store.csagroup.org/.
- CSTC. (2004). Attaque chimique des bétons NORMALISATION – RÉGLEMENTATION – CERTIFICATION Les Dossiers du CSTC – Cahier n° 9 – 4e trimestre 2004. 4.
- Curtis, C. W., Lytton, R. L., & Brannan, C. J. (1992). Influence of aggregate chemistry on the adsorption and desorption of asphalt. *Transportation Research Record*, no1362. <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1992/1362/1362-001.pdf>.
- Dalziell, E., & Nicholson, A. (2001). Risk and Impact of Natural Hazards on a Road Network. *Journal of Transportation Engineering*, 127(2), 159-166. <https://doi.org/10/cbd52v>.
- Denarié, E., Conciatori, D., & Brühwiler, E. (2003). Effect of microclimate on chloride penetration into reinforced concrete. 21 p.
- Denarié, Emmanuel, Maître Michael, Conciatori, David, & Brühwiler, Eugen. (2005). Air permeability measurements for the assessment of the in situ permeability of cover concrete, Rehabilitation and Retrofitting. International Conference on Concrete Repair, 6 p.
- Dong, Y., Frangopol, D. M., & Saydam, D. (2014). Sustainability of Highway Bridge Networks Under Seismic Hazard. *Journal of Earthquake Engineering*, 18(1), 41-66. <https://doi.org/10.1080/13632469.2013.841600>.
- Dumont, A.-G., & Baumann, D. (2005). Critères d'opportunité et de choix des installations automatiques de déverglacement (REP_WORK). *Infoscience*. <https://infoscience.epfl.ch/record/116257>.
- du Plooy, R., Palma Lopes, S., Villain, G., & Dérobert, X. (2013). Development of a multi-ring resistivity cell and multi-electrode resistivity probe for investigation of cover concrete condition. *NDT & E International*, 54, 27-36. <https://doi.org/10/f4pwpw>.
- Enevoldsen, J. N., Hansson, C. M., & Hope, B. B. (1994). The influence of internal relative humidity on the rate of corrosion of steel embedded in concrete and mortar. *Cement and Concrete Research*, 24(7), 1373-1382. <https://doi.org/10/fc7b36>.
- Estes, A. C., & Frangopol, D. M. (2003). Updating Bridge Reliability Based on Bridge Management Systems Visual Inspection Results. *Journal of Bridge Engineering*, 8(6), 374-382. <https://doi.org/10/b3k44b>.
- F. Paradis, F., Lapointe, V., Fellah, S., & Jolin, M. (2006). Avancement des travaux sur l'étude de la corrosion des armatures à l'Université Laval. 15.
- FIB. (2000). FIB, (2000) FIB Bulletin 10 : Bond of reinforcement in concrete : Bond of corroded reinforcement.
- Frangopol, D. M., & Bocchini, P. (2012). Bridge network performance, maintenance and optimisation under uncertainty : Accomplishments and challenges. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(4), 341-356. <https://doi.org/10/dbwp2r>.
- Frangopol, D. M., Kallen, M.-J., & Noortwijk, J. M. van. (2004). Probabilistic models for life-cycle performance of deteriorating structures : Review and future directions. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 6(4), 197-212. <https://doi.org/10/dhjfbr>.
- Frangopol, D. M., Strauss, A., & Kim, S. (2008). Bridge Reliability Assessment Based on Monitoring. *Journal of Bridge Engineering*, 13(3), 258-270. <https://doi.org/10/dnj92m>.

- Garvin, M. J., & Cheah, C. Y. J. (2004). Valuation techniques for infrastructure investment decisions, *Journal Construction Management and Economics*, Volume22,2004 Issue4, <https://doi.org/10.1080/01446190310001649010>. *Construction Management and Economics*, 22(4), 373-383. <https://doi.org/10/d6t6jn>.
- Ghods et al. (2009). The effect of concrete pore solution composition on the quality of passive oxide films on black steel reinforcement. *Cement and Concrete Composites*, 31(1), 2-11. <https://doi.org/10/fmn77h>.
- Glanville, W. H. (1962). *Bituminous materials in road construction*, London, Her Majesty's Stationery Office, 611 p.
- Glass, G. K., & Buenfeld, N. R. (1997). Presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. 13. <https://doi.org/10/fkkg3n>.
- Glass, G. K., & Buenfeld, N. R. (2000). Chloride-induced corrosion of steel in concrete. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(4), 448-458. <https://doi.org/10/bmwb57>.
- Gode, K., & Paeglitis, A. (2014). Concrete Bridge Deterioration Caused by De-Icing Salts in High Traffic Volume Road Environment in Latvia. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 9(3), 200-207. <https://doi.org/10/ghhpg5>.
- Goñi, S., & Andrade, C. (1990). Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in the presence of chlorides. *Cement and Concrete Research*, 20(4), 525-539. <https://doi.org/10/dhcbvz>.
- Gooranorimi, O., & Shiu, K. N. (2018). Maintenance and Repair Costs for Different Types of Parking Structures. 8.
- Gowers, K. R., & Millard, S. G. (1999). Measurement of Concrete Resistivity for Assessment of Corrosion Severity of Steel Using Wenner Technique. *ACI Materials Journal*, 96(5). <https://doi.org/10/ggr6zp>.
- Gunay, H. B., Ghods, P., Isgor, O. B., Carpenter, G. J. C., & Wu, X. (2013). Characterization of atomic structure of oxide films on carbon steel in simulated concrete pore solutions using EELS. *Applied Surface Science*, 274, 195-202. <https://doi.org/10/f4xcsf>.
- Gutkowski, R. M., & Arenella, N. D. (1998). INVESTIGATION OF PONTIS - A BRIDGE MANAGEMENT SOFTWARE. 43.
- Hadachi, A. (2017). *Transportation Theory and Applications, Fall 2017—MTAT .08.043, Lecture VI: Traffic assignment*.
- Hajdin, R., & Grob, J. (1995). *Massnahmenplanung für die Erhaltung von Kunstbauten, Phase 2 : Grobkonzept*, Dr. J. Grob & Partner Ltd, Winterthur, 1995.
- Hall, C. (1994). Barrier performance of concrete : A review of fluid transport theory. *Materials and Structures*, 27(5), 291-306. <https://doi.org/10/cshx6p>.
- Hamfler H. (1998). *Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Versickerungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach des Methode der finiten Elemente*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 395, 159 p., Berlin, Allemagne, 1988.
- Hamida, Z., & Goulet, J.-A. (2019). State-Space Models for Network-Scale Analysis of Bridge Inspection Data. South Korea, 8.
- Hamida, Z., & Goulet, J.-A. (2020). Modeling infrastructure degradation from visual inspections using network-scale state-space models. *Structural Control and Health Monitoring*, 27(9), e2582. <https://doi.org/10/gmqkxs>.
- Hansson, C. M., Poursaee, A., & Jaffer, S. J. (2012). Corrosion of Reinforcing Bars in Concrete. 13.
- Hausmann D.A. (1967). *Steel corrosion in concrete.pdf*.
- Hawk, H., & Small, E. P. (1998). The BRIDGIT Bridge Management System, *Structural engineering international*, Volume 8, Issue 4, 1998. *Structural Engineering International*, 8(4), 309-314. <https://doi.org/10/dwsghw>.
- Helfferich, F. G. (1995). *Ion exchange*. McGraw-Hill (USA), 1961. Courier Corporation.
- Henriksen, A. (1999). Bridge Management—Routine Maintenance : Recent Experience with the Routine Management Module in the DANBRO Bridge Management System BMS, *Proceedings International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States*, 1999. 13.
- Herz, R. (1996). Dégradation et renouvellement des infrastructures [Un modèle de survie par cohorte], In : Flux, n°23, 1996. Pp.21-36, <https://doi.org/10.3406/flux.1996.1178>. FLUX Cahiers scientifiques internationaux Réseaux et Territoires, 12(23), 21-36. <https://doi.org/10/bp4fgz>.

- Hobeda, P. (2000). Testing the durability of asphalt mixes for severe winter conditions, Swedish National Road and Transport Research Institute SE-581 95 Linköping. Proceedings of Euroasphalt & Eurobitume Congress Barcelona.
- Hosokawa, Y., Yamada, K., Johannesson, B., & Nilsson, L.-O. (2011). Development of a multi-species mass transport model for concrete with account to thermodynamic phase equilibriums. *Materials and structures*, 44(9), 1577-1592. <https://doi.org/10/cbcq5f>.
- HRC. (1965). National Research Council (US). Highway Research Board. Committee on Highway Capacity. Highway Capacity Manual, 1965. Vol. 87. Highway Research Board of the Division of Engineering and Industrial Research, National Academy of Sciences-National Research Council, 1965. National Academy of Sciences, Washington, DC.
- Hussain, S. E., Rasheeduzzafar, Al-Musallam, A., & Al-Gahtani, A. S. (1995). Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. *Cement and Concrete Research*, 25(7), 1543-1555. <https://doi.org/10/fg5vt6>.
- Ifsttar. (2018). Fiche B18 Guide_Auscultation_Ouvrage_ArtCahier_Interactif_Ifsttar.pdf. https://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/pdfs/FicheB18_Guide_Auscultation_Ouvrage_ArtCahier_Interactif_Ifsttar.pdf.
- IPQ. (2017). Les infrastructures publiques du Québec : Plan québécois des infrastructures 2017-2027 : plans annuels de gestion des investissements publics en infrastructures 2017-2018.
- Ishida. (2000). Ishida T, Maekawa K, A computational method for performance evaluation of cementitious materials and structures under various environmental actions, Integrated Life-Cycle Design of Materials and Structures—ILCDE.pdf.
- J. Tritthart. (1989). J. Tritthart, *Cement Concr. Res.* 19, 683 (1989).pdf.
- Jackson, L. B., Richardson, H. H., Hoel, L. A., Francois, F. B., Barnhart, R. A., Deen, T. B., Roberts, J., Volkert, D., Fitzpatrick, M. W., Lipkus, S., Rail, C. N., & Jencks, C. F. (1987). National Cooperative Highway Research Programme, Bridge management Systems BMS, Washington, DC United States 20001, Issue Number : 300, Transportation Research Board, ISSN: 0077-5614.
- Janz, M. (1997). Methods of measuring the moisture diffusivity at high moisture levels. Thèse de doctorat, University of Lund—Division of building materials, 73, Lund, Suède, 1997. 84.
- K. Petterson. (1992). Corrosion threshold value and corrosion rate in reinforced concrete. CBI Report 2:92, Stockholm, Sweden.
- Kenshel, O. M., O'Connor, A. J., Suleiman, M. F., & Jarushi, F. E. (2021). Role of Spatial Variability in the Service Life Prediction of RC Bridges Affected by Corrosion. 11, 13.
- Keserle, G. C., Sanchez, T., Conciatori, D., & Chouinard, L. (2021). Monitoring Environmental and Climatic Exposure Conditions for Structures in Cold Regions. *Journal of Cold Regions Engineering*, 35(2), 04021007. <https://doi.org/10/gh37hg>.
- Keßler, S., Angst, U., Zintel, M., Elsener, B., & Gehlen, C. (2016). Epoxy-coated reinforcement in concrete structures : Results of a Swiss pilot project after 24 years of field exposure. *Materials and Corrosion*, 67(6), 631-638. <https://doi.org/10.1002/maco.201608863>.
- Kwan, A. K. H., & Wong, H. H. C. (2005). Durability of Reinforced Concrete Structures, Theory vs Practice. 21.
- Ladner, M. (1994). Systematische Auswertung von Schäden an Brücken ,Bundesamt für Strassenbau, Forschungsauftrag 21/87, Rapport N°319 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1994.
- LAPRESSE. (2018, septembre 13). <https://www.lapresse.ca/actualites/grand-montreal/201809/13/01-5196357-les-couts-de-la-congestion-evalues-a-42milliards-pour2018.php#>. LaPresse. <https://www.lapresse.ca/actualites/grand-montreal/201809/13/01-5196357-les-couts-de-la-congestion-evalues-a-42-milliards-pour-2018.php>.
- Larrard et al. (1999). Rhéologie des bétons fluides, Monographie d'études et de recherches 1996-1997, Réseau des LPC, 1999.
- Lauridsen, J., Bjerrum, J., Andersen, N. H., & Lassen, B. (1998). Creating a Bridge Management System. *Structural Engineering International*, 8(3), 216-220. <https://doi.org/10/bswkbn>.
- Lien, J. W., Mazalov, V. V., Melnik, A. V., & Zheng, J. (2016). Wardrop Equilibrium for Networks with the BPR Latency Function. Dans Y. Kochetov, M. Khachay, V. Beresnev, E. Nurminski, & P. Pardalos (Éds.),

- Discrete Optimization and Operations Research (p. 37-49). Springer International Publishing. <https://doi.org/10/gmf4cr>.
- Liu, M., & Frangopol, D. M. (2006). Optimizing Bridge Network Maintenance Management under Uncertainty with Conflicting Criteria : Life-Cycle Maintenance, Failure, and User Costs. *Journal of Structural Engineering*, 132(11), 1835-1845. <https://doi.org/10/b2d657>.
- Liu, Y. (1996). Modeling the Time-to Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures. <https://vtechworks.lib.vt.edu/handle/10919/30541>.
- Lounis, Z., & McAllister, T. P. (2016). Risk-Based Decision Making for Sustainable and Resilient Infrastructure Systems. *Journal of Structural Engineering*, 142(9), F4016005. <https://doi.org/10/f83pv7>.
- Ludescher, H., & Hajdin, R. (1999). Distinctive Features of the Swiss Road Structures Management System, International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States, 1999. 18.
- Ludescher, H., Salamé, F., & Hajdin, R. (1998). KUBA-MS-Ticino, Handbuch für die Datenerfassung, EDMZ, Berne, 1998.
- Ludescher, & Hajdin, R. (1998). KUBA – MS – Ticino Benutzerhandbuch, EDMZ, Berne, 1998.
- Lura, P., Jensen, O. M., & van Breugel, K. (2003). Autogenous shrinkage in high-performance cement paste : An evaluation of basic mechanisms. *Cement and Concrete Research*, 33(2), 223-232. <https://doi.org/10/bhn568>.
- M. Thomas. (1996). Chloride thresholds in marine concrete.
- MacDonald K. A., Northwood D. O. (1995). Experimental measurements of chloride ion diffusion rates using a two-compartment diffusion cell : Effect of material and test variables, *Cement and Concrete Research*, 25, 1407-1416.
- Maekawa, K., & Ishida, T. (2000). Service-life evaluation of reinforced concrete under coupled forces and environmental actions. 21.
- Marchand, J., Samson, E., Maltais, Y., Lee, R. J., & Sahu, S. (2002). Predicting the performance of concrete structures exposed to chemically aggressive environment—Field validation. *Materials and Structures*, 35(10), 623-631. <https://doi.org/10/cs32bf>.
- Martín-Pérez, B., Zibara, H., Hooton, R. D., & Thomas, M. D. A. (2000). A study of the effect of chloride binding on service life predictions. *Cement and Concrete Research*, 30(8), 1215-1223. <https://doi.org/10/c9rfws>
- Masi, M., Colella, D., Radaelli, G., & Bertolini, L. (1997). Simulation of chloride penetration in cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, 27(10), 1591-1601. <https://doi.org/10/bcxc6b>.
- Mazars, J. (1984). Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. THESE DE DOCTEUR ES SCIENCES PRESENTÉE A L'UNIVERSITÉ PIERRE ET MARIE CURIE - PARIS 6. <https://trid.trb.org/view/1032710>.
- M.D.A. Thomas et al. (1990). Chloride diffusion and reinforcement corrosion in marine exposed concretes containing PFA, *Corrosion of Reinforcement in Concrete*, Elsevier, Warwickshire, UK, 198-212.
- Mehta, P. K. (1986). *Concrete. Structure, Properties and Materials*, Englewood Cliff, New Jersey, Prentice-Hall, 1986. <https://trid.trb.org/view/273357>.
- Miyamoto, A., Kawamura, K., & Nakamura, H. (2001). Development of a bridge management system for existing bridges. *Advances in Engineering Software*, 13. <https://doi.org/10/fbw2xx>.
- Moghtaderi-Zadeh, M., & Kiureghian, A. D. (1983). Reliability upgrading of lifeline networks for post-earthquake serviceability. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 11(4), 557-566. <https://doi.org/10/ff7jvg>
- Moore et al. (2001). Moore, M. E., Phares, B. M., Graybeal, B. A., Rolander, D. D., and Washer, G. A. Reliability of visual inspection of highway bridges, FHWA, ed., USDOT, Washington, DC.
- Morris, W., & Vázquez, M. (2002). A migrating corrosion inhibitor evaluated in concrete containing various contents of admixed chlorides. *Cement and Concrete Research*, 32(2), 259-267. <https://doi.org/10/csh4nd>.
- MTMDET. (2016). Guide de l'analyse avantages-coûts des projets publics en transport routier. Québec, Canada. <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/entreprises-partenaires/entreprises-reseaux-routier/guides-formulaires/documents-gestionprojetsroutiers/guide-avantages-couts-projets-publics.pdf>.
- MTQ. (2017). Manuel d'inspection des structures. [www3.publicationsduquebec.gouv.qc.ca > guides > guide24.fr.html](http://www3.publicationsduquebec.gouv.qc.ca/guides/guide24.fr.html).

- MTQ. (2018). Bilan de l'état des structures, sous la responsabilité du Ministère des Transports. <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/structures/Documents/bilan-structures.pdf>
- MTQ. (2019). Ministère de Transports de Québec, 'Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur québécois', Ministère des Transports de Québec, Québec, Canada, 2019. 32.
- Ngala V. T., Page C. L., Parrott L. J., Yu S. W. (1995). Diffusion in cementitious materials : II Further investigations of chloride and oxygen diffusion in well-cured OPC and OPC/30% PFA pastes, *Cement and Concrete Research*, 25, 819-826.
- Nili, M. H., Taghaddos, H., & Zahraie, B. (2021). Integrating discrete event simulation and genetic algorithm optimization for bridge maintenance planning. *Automation in Construction*, 122, 103513. <https://doi.org/10/gmf4cp>.
- Norris, J. R. (1998). *Markov Chains*, Cambridge Series in Statistic and Probabilistic Mathematics, Cambridge University Press. Cambridge University Press.
- O.A. Kayyali, M.N. Haque. (1995). The ratio of The Cl⁻/OH⁻ ratio in chloride-contaminated concrete—A most important criterion., *Mag Concr Res* 47, 243-242.
- Orcesi, A. D., & Cremona, C. F. (2010). A bridge network maintenance framework for Pareto optimization of stakeholders/users costs. *Reliability Engineering & System Safety*, 95(11), 1230-1243. <https://doi.org/10/dt4695>.
- Orcesi, A. D., & Cremona, C. F. (2011). Optimal maintenance strategies for bridge networks using the supply and demand approach, *Structure & Infrastructure Engineering*, Taylor & Francis, 7(10), 765-781. 18.
- Otsuki, N., Madlangbayan, M. S., Nishida, T., Saito, T., & Baccay, M. A. (2009). Temperature Dependency of Chloride Induced Corrosion in Concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 7(1), 41-50. <https://doi.org/10/fk4v7s>.
- P Hobeda. (2000). Testing the durability of asphalt mixes for severe winter conditions, Swedish National Road and Transport Research Institute SE-581 95 Linköpin. *Proceedings of Euroasphalt & Eurobitume Congress Barcelona*.
- P. Lambert, C.L. Page, P.R.W. (1991). Investigation of reinforcement corrosion. Electrochemical monitoring of steel in chloride contaminated concrete. *Mater Struct* 24, 351-358.
- P. Schiessl, W. Breit. (1996). Local repair measures at concrete structures damaged by reinforcement corrosion, *Proceedings of the Fourth International Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction*. SCI, Cambridge, 525 - 234.
- Page, C. L., & Treadaway, K. W. J. (1982). Aspects of the electrochemistry of steel in concrete. *Nature*, 297(5862), 109-115. <https://doi.org/10/d8k4vd>.
- Pedneault, J., Bayan, C., Sorelli, L., Margni, M., Conciatori, D., Desjardins, V., & Fafard, M. (2019). ANALYSE DU COÛT TOTAL DE POSSESSION SUR LE CYCLE DE VIE D'UN PONT ROUTIER À PLATELAGE EN ALUMINIUM. *Projet*, 787, 1.
- Peeta, S., Sibel Salman, F., Gunneç, D., & Viswanath, K. (2010). Pre-disaster investment decisions for strengthening a highway network. *Computers & Operations Research*, 37(10), 1708-1719. <https://doi.org/10/fp7q7z>.
- Pontis. (1993). Pontis technical manual report FHWA SA-94-031 department of transportation USA.
- Pourbaix et al. (1974). *Atlas of Electrochemical Equilibria in Aqueous Solutions*.pdf.
- Poursaeed, A. (2016). Corrosion of steel in concrete structures. *Dans Corrosion of Steel in Concrete Structures* (p. 19-33). Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-1-78242-381-2.00002-X>.
- R. Wolofsky. (2011). Corrosion Initiation of Concrete Bridge Elements Exposed to De-icing Salts—ProQuest. <https://search.proquest.com/openview/ff8f1f90d05c3a32392269308c72b12b/1?pq-origsite=gscholar&cbl=18750&diss=y>.
- Rafiq, M. I., Chryssanthopoulos, M. K., & Sathanathan, S. (2015). Bridge condition modelling and prediction using dynamic Bayesian belief networks. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(1), 38-50. <https://doi.org/10/gnbr3b>.
- Refait, Ph., Abdelmoula, M., & GÉnin, J.-M. R. (1998). Mechanisms of formation and structure of green rust one in aqueous corrosion of iron in the presence of chloride ions. *Corrosion Science*, 40(9), 1547-1560. <https://doi.org/10/d878th>.

- Reou, J. S., & Ann, K. Y. (2009). Electrochemical assessment on the corrosion risk of steel embedment in OPC concrete depending on the corrosion detection techniques. *Materials Chemistry and Physics*, 113(1), 78-84. <https://doi.org/10.1016/j.matchemphys.2008.07.063>.
- RILEM, REPORT 12,. (1995). RILEM_TC116PCD_PerformanceCriteriaConcreteDurability.pdf. Dropbox. https://www.dropbox.com/s/03213sr25lhqo7g/RILEM_TC116PCD_PerformanceCriteriaConcreteDurability.pdf?dl=0
- Roelfstra, G. (2001a). Modèle d'évolution de l'état des ponts-routes en béton.pdf.
- Roelfstra, G. (2001b). Modèle d'évolution de l'état des ponts-routes en béton. EPFL.
- Roelfstra, Hajdin, R., Adey, B., & Brühwiler, E. (2004). Condition evolution in bridge management systems and corrosion-induced deterioration. *Journal of Bridge Engineering*, 9(3), 268-277. <https://doi.org/10/dhp632>.
- Rosenberg A., Hansson C.M., Andrade C. (1989). Mechanism of corrosion of steel in concrete.pdf.
- RRN. (2010). Réseau Routier National du Canada, Conseil des ministres responsables des transports et de la sécurité routière. http://www.bv.transports.gouv.qc.ca/per/1018796/04_2010.pdf.
- RRN. (2017). Réseau routier national du Canada Rapport annuel, Conseil des ministres responsables des transports et de la sécurité routière, NHSAnnual2017.pdf.<https://www.comt.ca/Reports/NHS%20Annual%202017%20FR.pdf>.
- Saetta, A. V., Schrefler, B. A., & Vitaliani, R. V. (1995). 2—D model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials. *Cement and Concrete Research*, 25(8), 1703-1712. <https://doi.org/10/db554k>
- Saetta AV et al.,. (1993). Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete, *ACI Materials Journal* 90 (5) (1993) 441–451.
- Samson, É. (2005). Modélisation numérique du transport ionique dans les matériaux cimentaires non saturés [PhD Thesis]. Université Laval.
- Samson, E., Marchand, J., Snyder, K. A., & Beaudoin, J. J. (2005). Modeling ion and fluid transport in unsaturated cement systems in isothermal conditions. *Cement and Concrete Research*, 35(1), 141-153. <https://doi.org/10/fjss6z>
- Sandberg, P.(1996). Durability of concrete in saline environment. [https://portal.research.lu.se/portal/en/publications/durability-of-concrete-in-saline-environment\(85301e6a-412f-4010-9ef2-affcaa3bb024\).html](https://portal.research.lu.se/portal/en/publications/durability-of-concrete-in-saline-environment(85301e6a-412f-4010-9ef2-affcaa3bb024).html)
- SC. (2018). Statistique Canada, Enquête sur les infrastructures publiques essentielles du Canada : Actifs routiers, et actifs routiers sous forme de ponts et de tunnels, 2016. 11, 8.
- Schiegg, Y. (2002). Online-Monitoring zur Erfassung der Korrosion der Bewehrung von Stahlbetonbauten (p. 193 S.) [ETH Zurich; Application/pdf]. <https://doi.org/10.3929/ETHZ-A-004319266>.
- Shirolé, A. M. (2010). Bridge Management to the Year 2020 and Beyond. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2202(1), 159-164. <https://doi.org/10/d7qpxp>.
- SIA 262. (2013). Bauwesen, Concrete Structures, Swiss Standard SN505262. <http://www.webnorm.ch/collectio%20des%20normes/ing%20c3%a9nieur/sia%20262/f/2013/F/Product>.
- Söderqvist, M.-K., & Veijola, M. (1999). Finnish Project Level Bridge Management System, Proceedings International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States, 1999. 7.
- Sohail, M. G., Kahraman, R., Alnuaimi, N. A., Gencturk, B., Alnahhal, W., Dawood, M., & Belarbi, A. (2020). Electrochemical behavior of mild and corrosion resistant concrete reinforcing steels. *Construction and Building Materials*, 232, 117205. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117205>.
- Stewart, M. G. (2001). Effect of Construction and Service Loads on Reliability of Existing Rc Buildings. *Journal of Structural Engineering*, 127(10), 1232. <https://doi.org/10/dkqxxm>.
- Stewart, M. G., Val, D. V., University of Newcastle (N.S.W.), & Department of Civil, S. and E. E. (1998). Influence of proof loading and prior service loading on the reliability and assessment of existing bridges. Dept. of Civil, Surveying and Environmental Engineering, University of Newcastle.
- Ter Berg, C. J. A., Leontaris, G., van den Boomen, M., Spaan, M. T. J., & Wolfert, A. R. M. (2019). Expert judgement based maintenance decision support method for structures with a long service-life. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-12. <https://doi.org/10/gg3w36>.
- Thomas, M. D. A., & Bamforth, P. B. (1999). Modelling chloride diffusion in concrete : Effect of fly ash and slag. *Cement and Concrete Research*, 29(4), 487-495. <https://doi.org/10/fnrgzv>.

- Thomas, M., & Matthews, J. (1990). Chloride diffusion and reinforcement corrosion in marine exposed concrete containing pulverized—Fuel ash. *Corrosion of*. 1.
- Torrent. (1997). Proceq, TORRENT Permeability Tester—Mode d'emploi, Proceq SA, Zürich.
- Torrent, R., Denarié, E., Jacobs, F., Leemann, A., & Teruzzi, T. (2012). Specification and site control of the permeability of the cover concrete : The Swiss approach: Specification and site control of concrete permeability. *Materials and Corrosion*, 63(12), 1127-1133. <https://doi.org/10/f3gknd>.
- TreÂpanier, S. M., Hope, B. B., & Hansson, C. M. (2001). Corrosion inhibitors in concrete Part III. Effect on time to chloride-induced corrosion initiation and subsequent corrosion rates of steel in mortar. *Cement and Concrete Research*, 6.
- Tuutti, K. (1982). Corrosion of steel in concrete, Swedish cement and concrete research institute. Report Fo, 4, 82.
- Verma, S. K., Bhadauria, S. S., & Akhtar, S. (2014). Monitoring Corrosion of Steel Bars in Reinforced Concrete Structures. *The Scientific World Journal*, 2014, 1-9. <https://doi.org/10/gb55n6>
- Ville. Montréal. (2016). Système de gestion des structures (GSVM), Rapport d'inspection général, 81-05163B_inspection_generale_web.pdf.http://www1.ville.montreal.qc.ca/PontsEtTunnels/8105163B_inspection_generale_web.pdf.
- V.K. Gouda. (1970). Corrosion and corrosion inhibition of reinforcing steel .pdf.
- V.K. Gouda,W.Y. Halaka. (1970). Corrosion and corrosion inhibition of reinforced steel. *Br Corros J* 5 204-208.
- VM. (2015). Gestion de l'actif Indice de condition générale (depuis2015),http://ville.montreal.qc.ca/pls/portal/docs/page/transport_fr/media/documents/document_techn_indice_etat_indice_condition_generale_ICG.pdf.
- http://ville.montreal.qc.ca/pls/portal/docs/page/transport_fr/media/documents/document_techn_indice_etat_indice_condition_generale_ICG.pdf.
- Vu, K. A. T., & Stewart, M. G. (2000). Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. *Structural Safety*, 22(4), 313-333. <https://doi.org/10/drdsdm6>.
- Wolofsky, R., Chouinard, L., Conciatori, D., & Bastien, J. (2015). Updating of chloride ingress models using core data measurements, *International Journal of Reliability and Safety (IJRS)*, Vol. 9, No. 4, p. 291-310. *International Journal of Reliability and Safety*, 9(4), 291-310. <https://doi.org/10/gft8pz>.
- W.R. de Sitter. (1984). Costs of service life optimization « The Law of Fives » CEB-RILEM Workshop on Durability of Concrete Structures (Copenhagen, Denmark, May 18-20, 1983).
- Zhang. (2012). Research on Improving Structural Durability of Highway Concrete. Master Thesis. Jinan, China : Shandong University, 2012.
- Zhang, T., & Gjørsv, O. E. (1996). Diffusion behavior of chloride ions in concrete. *Cement and Concrete Research*, 26(6), 907-917. <https://doi.org/10/bp587r>.
- Zhang, T., Samson, E., & Marchand, J. (2005). Effect of temperature on ionic transport properties of concrete. ConMAT Conference, Vancouver, Canada.
- Zhang, Y., Chouinard, L. E., Power, G. J., Tandja M., C. D., & Bastien, J. (2018). Flexible decision analysis procedures for optimizing the sustainability of ageing infrastructure under climate change. *Sustainable and Resilient Infrastructure*, 1-12. <https://doi.org/10/gg3w3z>.

Annexe A Calculs des coûts utilisateur

La réparation/reconstruction perturbe la qualité de service du réseau à travers la congestion, provoquant des embouteillages et détours. Cela peut entraîner des conséquences économiques considérables allant des coûts des propriétaires aux coûts des usagers du réseau (M. Liu & Frangopol, 2006). Dans cette recherche, seuls les coûts utilisateur sont évalués. Les coûts de réparation/reconstruction sont traités dans un projet connexe.

Coûts utilisateur

Réduire les coûts d'utilisation des véhicules et en particulier les coûts de trafic des camions de transports des marchandises en recourant aux coûts générés pendant leurs parcours sur le réseau améliore la condition de mobilité spatiale de tous les groupes sociaux. Ces coûts incluent les dépenses liées à la consommation de carburant, l'usure des pneus, la dépréciation des véhicules ainsi que la perte de temps.

Ainsi, limiter la circulation dans la boucle du réseau et en particulier interdire le trafic sur des ponts en travaux occasionne un contournement pour les usagers et par conséquent une distance supplémentaire à parcourir générateur de coûts d'utilisation supplémentaires. La quantification de ces coûts est basée sur le différentiel de distance parcourue entre la longueur du détour et la longueur de référence, c'est-à-dire la longueur du pont. Les coûts d'utilisation des véhicules sont calculés à l'aide des équations (35) et (36) (Pedneault et al., 2019). Les coûts d'utilisation des véhicules en fonction de la vitesse et de la distance (carburant) β et de la dépréciation des véhicules (dépréciation générale, entretien requis, pneus) γ fonction de la distance parcourue sont tirés du (Guide avantages-coûts MTQ) présentés dans les Tableau 30 et Tableau 31.

Carburant :

$$\left(L_{\text{détourmoyen}} \cdot \beta(v_{\text{détourmoyen}}) - L_{\text{noeud}} \cdot \beta(v_{\text{normal}}) \right) * k * Q * N \quad (35)$$

- N, temps de fermeture
- n, nombre d'occupants dans le véhicule
- Q, Débit
- k, nombre de voies de circulation.

• Dépréciation véhicule :

$$\left(L_{\text{détourmoyen}} - L_{\text{noeud}} \right) * k * Q * N * \gamma \quad (36)$$

- γ , coûts basés sur la distance (dépréciation, l'entretien et les pneus en \$/km)

Tableau 30. Coûts en fonction de la vitesse et de la distance (carburant) $\beta(v_i)$ (MTMDET, 2016)

Vitesse (km/h)	\$/km	
	Véhicule	Camion
5	0.423	1.369
10	0.285	0.789
15	0.237	0.624
20	0.214	0.550
25	0.200	0.504
30	0.190	0.476
35	0.183	0.452
40	0.177	0.433
45	0.174	0.424
50	0.171	0.412
55	0.170	0.392
60	0.169	0.381
65	0.168	0.372
70	0.167	0.365
75	0.167	0.358
80	0.166	0.351
85	0.165	0.345
90	0.164	0.338
95	0.164	0.331
100	0.164	0.330
105	0.165	0.332

Tableau 31. Coûts de dépréciation en fonction de la distance (γ_i) (MTMDET, 2016)

	Véhicule (\$/h)	Camion (\$/h)
Dépréciation	0.05	0.05
Entretien	0.03	0.12
Pneu	0.02	0.04
Total	0.11	0.21

Annexe B Mécanisme de transport du modèle TransChlor®

Le modèle TransChlor® prend en considération le transport par l'eau des ions chlorure par le mécanisme de diffusion et la succion capillaire sous l'effet de l'eau liquide provenant des précipitations. Ainsi deux modes de transport modélisent le mouvement des ions chlorures dans le béton soit : l'entraînement des ions chlorures par l'eau (la diffusion) et la propagation rapide des ions chlorure dans le béton (succion capillaire). Ce dernier est très rapide, lorsque l'exposition d'un élément de l'ouvrage est particulièrement sévère. Selon les conditions thermiques et de la carbonatation, les ions chlorure s'acheminent dans le béton, une partie est fixée par la pâte de ciment et l'autre partie est libre dans la solution interstitielle nommée respectivement ions chlorure liés et ions chlorure libres (Roelfstra, 2001b).

La peau de béton en contact avec l'eau de précipitation s'asperge et l'eau se propage à l'intérieur du béton sous forme liquide ou sous forme gazeuse par deux mécanismes différents : l'eau liquide s'introduit très rapidement dans le béton d'enrobage par un effet de capillarité. Les allures de ces deux mécanismes de propagation sont présentées à la Figure 91. La quantité d'eau capillaire se présente en fonction de la profondeur dans le béton d'enrobage sous la forme d'une courbe concave. La vapeur d'eau se diffuse dans les pores et s'équilibre avec son environnement extérieur. L'allure se présente sous forme d'une courbe convexe.

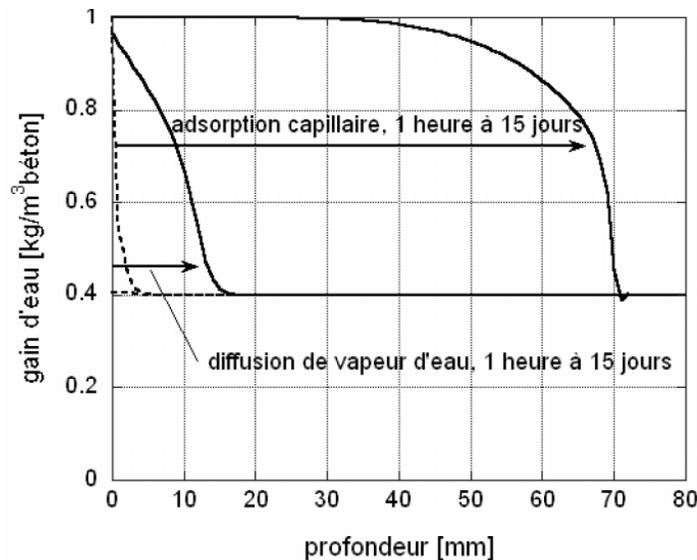


Figure 91. Visualisation de l'allure de l'humidité relative dans le béton d'enrobage en présence d'un transport d'eau par capillarité ou par diffusion de vapeur d'eau, simulation à partir d'un béton de perméabilité moyenne (Conciatori, 2006).

Transport hydrique de la vapeur d'eau

Le transport de vapeur d'eau et la succion capillaire de l'eau liquide sont séparés dans le modèle TransChlor®. Le transport de la vapeur d'eau est modélisé par la loi de Fick (Janz, 1997; Roelfstra, 2001a; E. Samson et al., 2005). Cette loi permet de simuler un processus de diffusion par un flux dû à un gradient de concentration de vapeur d'eau suivant l'équation (37) :

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \text{div} \left(D_h (T, H) \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(H) \right) \quad (37)$$

H	[-] humidité relative dans les pores du béton
t	[s] temps
D_h	[mm ² /s] coefficient de diffusion de la vapeur d'eau :
T	[°C] température.

Le coefficient de diffusion présenté à l'équation (38) fait intervenir la température par la loi d'Arrhenius (Saetta et al., 1995), et l'humidité relative présente dans les pores du béton (Bazant & Najjar, 1971).

$$D_h(T, H) = D_{T_0} \cdot \left[\alpha_0 + \frac{1 - \alpha_0}{1 + \left(\frac{1 - H}{1 - H_c} \right)^n} \right] \cdot e^{\frac{Q}{R} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} \quad (38)$$

D_{T_0}	[mm ² /s] coefficient de diffusion en régime permanent et à température constante
α_0, H_c et n	coefficients du modèle de Bazant
Q	[mol/J] énergie d'activation du modèle d'Arrhenius
R	[J/mol.°C] constante des gaz
T_0	[°C] température de base du béton lors de la détermination de Q et de D_{T_0}
T	[°C] température du béton.

Transport hydrique de l'eau liquide par capillarité

La vitesse de migration des ions chlorure est considérablement augmentée dans le cas de l'adsorption capillaire. L'aspiration capillaire de l'eau liquide dans le béton provient de la tension superficielle agissant sur les parois des pores capillaires. Il est démontré que l'eau liquide est aspirée avec des attractions gravitationnelles élevées dans le béton, beaucoup plus importantes que les forces gravitationnelles terrestres. L'esquisse de la Figure 92 introduit le coefficient de capillarité avec deux conditions de bord du modèle TransChlor® représenté par les 40 premiers millimètres dans le béton d'enrobage.

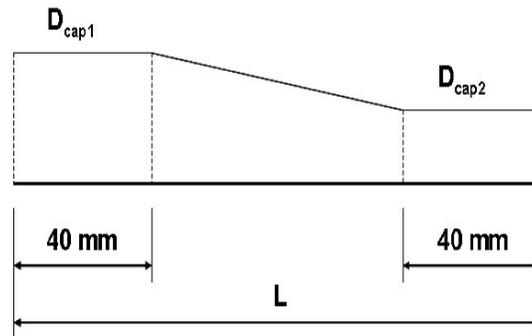


Figure 92.Évolution spatiale du coefficient de capillarité dans le cas de deux conditions de bord (Conciatori, 2006)

Le coefficient de capillarité est déterminé en fonction de la composition du béton, l'humidité relative moyenne et la température. La modélisation de la succion capillaire de l'eau liquide est obtenue par les équations de la cinétique suivant l'équation (39).

$$\frac{\partial H}{\partial t} = - \left(D_{cap} \left(t, H, \frac{E}{C}, T \right) \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(H) \right) \quad (39)$$

H	[-] humidité relative dans les pores du béton
t	[s] temps depuis le contact de l'eau liquide à la surface du béton
D _{cap}	[mm/s] coefficient de capillarité
E/C	[J/mol.°C] constante des gaz
T	[°C] température du béton.

Les essais de perméabilité à l'air (Torrent) et de résistivité du béton au courant électrique (Wenner) avec la composition du béton complètent la détermination de ce coefficient de capillarité. Le coefficient de capillarité diminue en fonction du temps dès que la succion capillaire s'initie suivant l'équation (40).

$$D_{cap} = D_{cap,t_0} \cdot \left[\alpha_c + \frac{1 - \alpha_c}{1 + \left(\frac{1 - t/10}{1 - t_c} \right)^4} \right] \quad (40)$$

α_c et t_c sont les coefficients du modèle de capillarité, valant après calibration avec des essais de laboratoire respectivement 0.09 et 0.97.

La diminution du coefficient de capillarité s'accroît en fonction de la pénétration du front d'eau de plus en profondeur dans le béton et représente une perte de charge hydraulique (Figure 93).

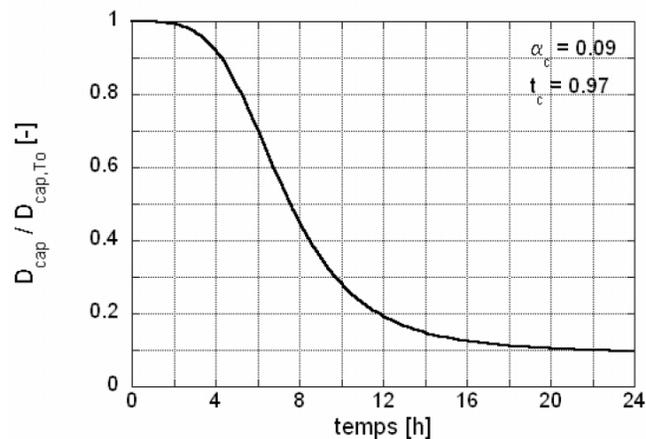


Figure 93. Atténuation du coefficient de capillarité en fonction du temps (Conciatori, 2006)

Diffusion des ions chlorures dans l'eau

Le transport des ions chlorures dans l'eau est pris en considération par la loi de Fick à partir de l'équation (41). La composition du béton et la température sont prises en compte dans le coefficient de diffusion D_{Cl} (T. Zhang et al., 2005) validée par plusieurs essais en laboratoire à partir de l'équation (42).

$$\frac{\partial}{\partial t} c_f(B) = \text{div} \left(D_{Cl} \cdot w \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(c_f(B)) \right) \quad (41)$$

cf [kg/m³] concentration en ions chlorures libres dans les interstices du béton rapporté au volume de la solution
 B prise en compte de la carbonatation.

$$D_{Cl} = 0.0943 \cdot e^{7.899 \cdot E/C} \cdot e^{\alpha \cdot (T - T_0)} \quad (42)$$

E/C [-] rapport massique de l'eau sur le ciment.
 α [°C⁻¹] énergie d'activation du modèle, valant 0.026,
 T₀ [°C] température de référence du modèle d'Arrhénius, valant 20°C.

La migration des ions chlorures par l'eau s'effectue avec le mouvement de l'eau liquide par succion capillaire et le mouvement de la vapeur d'eau. L'entraînement des ions chlorures par l'eau liquide et par succion capillaire est le phénomène le plus rapide pour le cheminement du front des ions chlorures dans le béton d'enrobage.

Diffusion thermique

Le transfert de chaleur est basé sur la deuxième loi de Fick selon l'équation (43) prenant en considération deux paramètres : la capacité calorifique C_T et la conductivité thermique λ_T (Hamfler H, 1998).

$$C_T(w) \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div} \left(\lambda_T(T, w) \cdot \overrightarrow{\text{grad}}(T) \right) \quad (43)$$

C_T [kJ/(m³ · K)] capacité calorifique rapportée au volume du béton
 λ_T [W/(m · K)] conductivité thermique du béton
 T [°C] température
 w [kg/m³] teneur en eau du béton.

L'équation de Fick peut être simplifiée de la façon suivante :

$$T(x, t) = T_0 + (T_{\text{air}} - T_0) \cdot \left[1 - \text{erf} \left(\frac{x}{\sqrt{4 \cdot \lambda_T \cdot \frac{t}{C_T}}} \right) \right] \quad (44)$$

T(x, t) température à une profondeur x et un temps t(s)
 T₀ température du béton au temps t = 0 dans le béton à 0 °C
 T_{air} température de l'air en surface du béton (°C)
 x profondeur depuis la surface libre dans le béton d'enrobage (m)
 t temps écoulé (s).

La capacité calorifique de chaque composant du béton est prise en considération à travers l'équation (45), soit la capacité calorifique des granulats, du ciment et de l'eau. La consommation de l'eau, pendant l'hydratation du ciment, est également prise en considération (Hamfler H, 1998).

$$C_T(w) = G \cdot c_S + C \cdot c_{CP} + w_i \cdot c_w - (0,2 \cdot C \cdot \alpha \cdot c_w) \quad (45)$$

c_S [kJ/(kg. K)]	capacité calorifique des granulats
c_{CP} [kJ/(kg. K)]	capacité calorifique du ciment portland
c_w [kJ/(kg. K)]	capacité calorifique de l'eau
α [-]	degré d'hydratation du béton
i	indice de position dans le béton.

La capacité calorifique de l'eau est très importante par rapport aux granulats et au ciment est présenté dans le Tableau 32 ci-dessous.

Tableau 32 : Capacité calorifique des composants du béton (Larrard et al., 1999)

Composants	Capacité calorifique [kJ/kg. K]
c_S granulats	
Siliceux	0,73
Calcaire	0,84
Chaux + Calcaire	0,89
c_w	4,2
c_{CP}	0,84

L'inertie thermique due à la température de l'eau est prise en compte dans la conductivité thermique. La conductivité thermique dépend ainsi de la teneur en eau du béton et de sa température.

Annexe C Expositions

Les sollicitations environnementales et climatiques gouvernent l'entrée des chlorures dans le béton armé à travers les phénomènes de transport. Les propriétés de transport sont liées aux variables aléatoires du béton (qualité, épaisseur, etc.) et les conditions microclimatiques (humidité, température, concentration en sels de déverglaçage) à la surface du béton. Les conditions climatiques provenant de stations météorologiques et la cinétique des véhicules permettent de définir différentes zones d'exposition aux produits salants et au climat présenté à la Figure 94. Ce sont les zones exposées à l'eau stagnante (D-CI), au brouillard (B-CI) et aux éclaboussures (E-CI). L'exposition au brouillard et à l'éclaboussure est délimitée avec une hauteur H_{max} qui est fonction de la vitesse de circulation des véhicules (Keserle et al., 2021)). Dans le cas de notre étude, la vitesse de circulation est de 50 km/h, nominale dans la zone d'implantation du pont à l'étude.

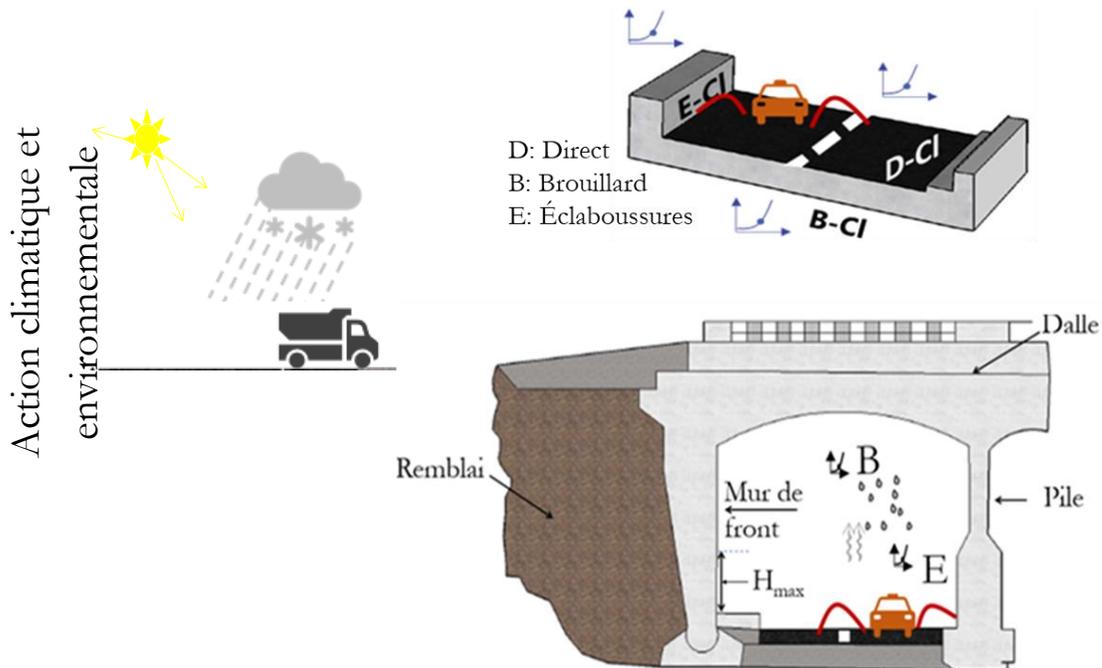


Figure 94. Profil type d'un pont à l'étude avec les différentes zones d'exposition

Exposition directe

Après la précipitation, la surface des éléments de l'ouvrage demeure en contact direct avec l'eau liquide. Des cycles de mouillage et séchage lent s'établissent en fonction du temps de pluie. La durée de séchage d'une partie d'ouvrage exposée aux eaux stagnantes comporte une grande variabilité si l'on considère des défauts d'étanchéité sur une dalle de roulement, dans les joints de dilatation, etc. (Conciatori, 2006). Dans le cas de notre étude, la dalle de la structure ne dispose pas de membrane d'étanchéité. Une exposition directe bitume a été introduite dans la modélisation pour modéliser la transition des chlorures à travers la couche de bitume.

Exposition aux éclaboussures

Après la précipitation, un film d'eau est présent sur la chaussée. Ce film d'eau est brassé par les véhicules qui passent et des gouttelettes sont projetées latéralement. Des surfaces de l'ouvrage rentrent en contact avec l'eau, sous forme liquide grâce à ses éclaboussures et l'action capillaire commence. Cette exposition dépend de la position de l'élément de l'ouvrage par rapport à la chaussée, de la vitesse de circulation des véhicules, la distance (transversale, horizontale et verticale) par rapport aux pneus des véhicules (Keserle et al., 2021).

Exposition au brouillard

Certains éléments de l'ouvrage peuvent être totalement protégés des eaux de précipitations et sont simplement exposés à l'humidité de l'air ou à une exposition au brouillard chargé de produit salant. Cette exposition est également due à la dispersion dans l'air atmosphérique des gouttelettes éclaboussées par l'énergie cinétique des véhicules lors de leur passage sur la chaussée qui met en suspension de fines gouttelettes d'eau, ces dernières sont transportées par le mouvement des masses d'air sur l'ouvrage (Conciatori, Brühwiler, et al., 2009).

Les sollicitations environnementales reviennent à connaître l'évolution temporelle de produits salants, le temps de passage de la saleuse, la quantité épandue et sa dissolution en fonction des conditions météorologiques. Les décisions d'interventions sont variables et sont liées au type de machines d'épandage et (ou) à la présence d'installations automatiques de salage (Dumont & Baumann, 2005). Le passage de la saleuse et la quantité de sel épandue sont les paramètres clefs de la modélisation obtenue par itération. La Figure 95 présente le modèle environnemental de la précipitation nivale et/ou pluviale selon le taux d'humidité relative dans l'air et de la température seuil d'intervention.

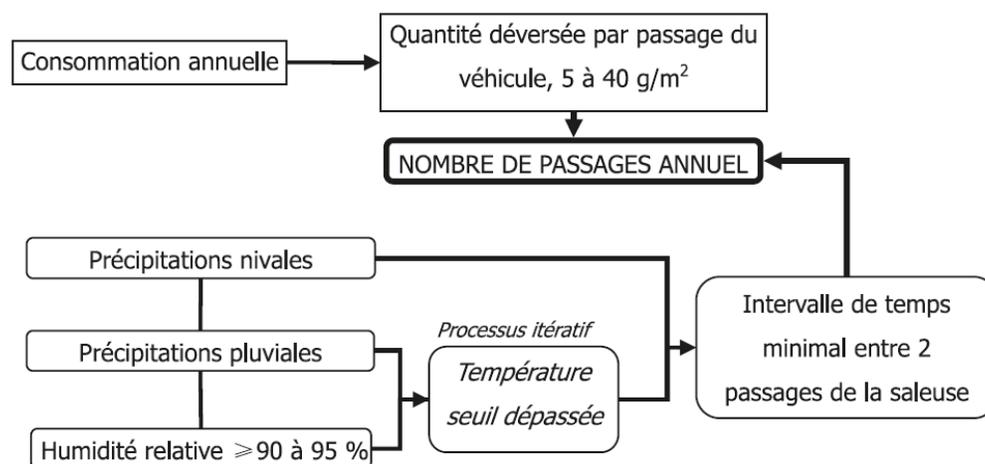


Figure 95. Modèle environnemental (Conciatori, Brühwiler, et al., 2009)

Annexe D Tests de Résistivité Wenner et de Perméabilité Torrent

Test de résistivité Wenner

Le transport des ions à travers la microstructure du béton joue un rôle important dans le contrôle de la durabilité du béton. La capacité du béton à résister au transfert des ions chargés dépend fortement de sa résistivité électrique (Azarsa & Gupta, 2017). Le test de résistivité Wenner est une méthode non destructive d'estimation de la distribution de la résistivité électrique du béton. Elle est une grandeur intensive variante et disséminée dans le béton qui caractérise sa capacité à s'opposer au courant électrique. Cette propriété du béton est fonction du profil de la teneur en eau ou de son degré de saturation en eau, de sa microstructure, la porosité, l'âge, la méthode de cure, et ses propriétés, ionique et thermique (Ifsttar, 2018).

Description de la méthode

La méthode est basée sur la diffusion d'un champ électrique dans un volume de béton situé sous la surface d'auscultation. Une tension électrique U (réponse du milieu) est mesurée entre 2 autres électrodes (Figure 96). Plusieurs matériels de mesure de la résistivité du béton existent dans le commerce.

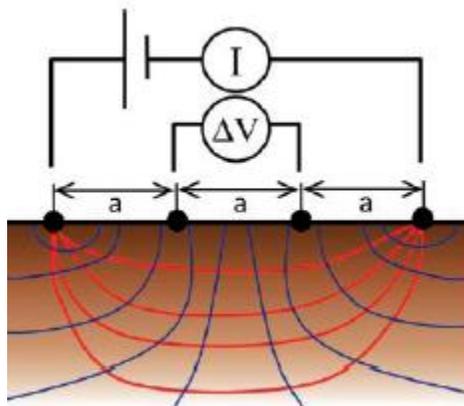


Figure 96. Configuration de Wenner pour les mesures de résistivité de surface en quatre points (du Plooy et al., 2013)

Le système de mesure est constitué d'un capteur de plusieurs électrodes alimenté par un générateur de courant (fonctionnant sur batterie), d'un ampèremètre et un voltmètre et d'un système d'acquisition permet d'enregistrer les résultats. La Figure 97 présente des clichés des tests Wenner réalisés in situ sur la structure à l'étude.



Figure 97. Réalisation des tests Wenner in situ sur la structure à l'étude

Test de perméabilité Torrent

La perméabilité k_T du béton a permis de caractériser les paramètres d'entrées du modèle de détérioration. La perméabilité joue un rôle déterminant dans les processus de transport dans le béton et sert comme critère pour la durabilité et la performance du béton. Elle est fonction de la structure poreuse et du rapport E/C (RILEM, 1995). Dans cette étude, la perméabilité de la structure est déterminée à l'aide de l'appareil TORRENT présenté à la Figure 98.



Figure 98. Matériel Torrent Proceq SA (Torrent, 1997)

Description de la méthode

L'appareil Torrent dispose deux chambres P_i (interne) et P_o (externe). Le vide est créé dans la chambre intérieure à l'aide d'une pompe (Figure 99). Une fois le seuil du vide est atteint, l'appareil mesure le retour de la pression dans la chambre interne suite à l'écoulement de l'air à travers le béton d'enrobage pendant une période maximum de 12 minutes. À l'aide d'un pressostat, la pression d'air dans la chambre externe est contrôlée électroniquement pour garder l'équilibre avec la pression interne. La chambre externe permet d'éliminer les effets de bords afin de s'assurer que l'air provient directement du béton sous la chambre intérieure. Ce qui réduit les incertitudes de la mesure qui varient fortement avec la saturation du béton en eau. L'essai a été réalisé en été avec une météo ayant une humidité inférieure à 70% sans précipitation et brouillard à 20°C.

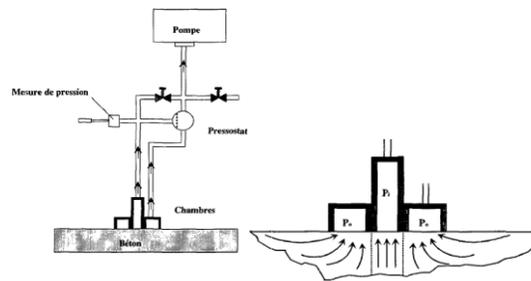


Figure 99. Schémas de fonctionnement de l'appareil Torrent (Roelfstra, 2001)

La Figure 100 présente des clichés des tests Torrent réalisés in situ sur la structure à l'étude.



Figure 100. Réalisation des tests Torrent in situ sur la structure à l'étude

Annexe E Niveaux critiques de chlorure requis pour initier la corrosion des armatures du béton

(Alonso et al., 2000)

Références	Conditions	Environnement	Valeur ou intervalle			Méthode de détection de la dépassivation
			Cl libre (% wc)	Cl total (% wc)	Cl/OH	
(Hausmann D.A., 1967)	Simulation de la solution du béton	Solution			0.60	Changement de potentiel de corrosion
(V.K. Gouda, 1970)	Simulation de la solution du béton	Solution			0.35	polarisation anodique, changement de potentiel et observation visuelle
(Goñi & Andrade, 1990)	Acier dans des solutions alcalines avec des chlorures	Solutions			0.25-0.8	taux de corrosion moyen
(V.K. Gouda, W.Y. Halaka, 1970)	Des suspensions de mortier	OPC		2.42		Polarisation anodique taux de corrosion
		BFSC		1.21		
(K. Petterson, 1992)	Ciments hautes ou basses teneur en alcali	Mortier 80% RH		0.6-1.8	1.7-2.6	Taux de corrosion
		100% RH		0.5-1.7	1.7-2.6	
		OPC			0.15-0.69	
(C. Andrade, C.L. Page, 1986)	Brit. OPC et Sp. BFSC (Cl ajouté en tant que mélange)	OPC			0.12-0.44	
(C.M. Hansson, B. Sorensen, 1988)	Trois mortier OPC (chlorure externe)	100% RH				Test de l'augmentation de densité de courant potentiostatiques Taux de corrosion
		50% RH		0.6-1.4		
(K. Petterson, 1992)	Dalles de béton stockées dans 10% d'eau de mer Cl	Béton			1.8-2.9	
(P. Lambert, C.L. Page, P.R.W., 1991)	Béton exposé à contamination externe par les chlorures	Béton			3.00	Taux de corrosion
(V.K. Gouda, W.Y. Halaka, 1970)	Béton additionné de Cl	OPC		3.04		Polarisation anodique
(V.K. Gouda, W.Y. Halaka, 1970)	Pas de pré-nettoyage des barres	BFSC		1.01		Polarisation anodique
		OPC		0.60		
(O.A. Kayyali, M.N. Haque, 1995)	Cl ajouté en mélange	Béton				en supposant un seuil Cl / OH
	Béton de résistance moyenne	MS	1.15			valeur de 0,6, calcul de chlorures libres
	Béton à haute résistance	HS	0.85			

	Béton à haute résistance + supplément	HSS	0.80		
	Béton à haute résistance + supplément	HSSFA	0.45		
(Hussain et al., 1995)	+ cendres volantes Ciment à teneur différente en C_3A	Béton			en supposant une valeur de seuil Cl / OH de 0,3
	Teneur en $C_3A = 2,43\%$	0.14	0.35		
	Teneur en $C_3A = 7.59\%$	0.17	0.62		
	Teneur en $C_3A = 14,00\%$	0.22	1.00		
(P. Schiessl, W. Breit, 1996)	Béton avec Cl mélangé et extérieurement exposé à Cl	OPC		0.5-1	courants de macrocellules
		BFSC		1-1.15	
		FA		1-1.15	
(M.D.A. Thomas et al, 1990)	Prismes de béton à l'exposition marine			0.5	observation visuelle + perte masse
(M. Thomas, 1996)	Prismes en béton armé avec cendres volantes à l'exposition marine	Béton			Perte de masse
	Teneur en cendres volantes = 0			0.7	
	Teneur en cendres volantes = 15 %			0.65	
	Teneur en cendres volantes = 30 %			0.5	
	Teneur en cendres volantes = 50 %			0.2	
(B.B. Hope, A.K.C. Ip, 1987)	Dalles de béton additionnées de Cl dans diverses conditions d'exposition	OPC		0.097-0.19	taux de corrosion, impédance AC, inspection visuelle, perte de masse gravimétrique

Annexe F Articles de conférences

Modélisation de l'état d'un pont en béton à l'aide d'un modèle non linéaire de prédiction de la détérioration

27e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art
Québec, 2021

Abdoul Salam Bah abdoul-salam.bah.1@ulaval.ca, **Thomas Sanchez** thomas.sanchez@gci.ulaval.ca, **Yan Zhang** yan.zhang9@mail.mcgill.ca, **Kotaro Sasai** kotaro.sasai@mail.mcgill.ca, **David Conciatori** David.Conciatori@gci.ulaval.ca, **Luc Chouinard** luc.chouinard@mcgill.ca, **Gabriel John Power** gabriel.power@fsa.ulaval.ca, **Nicolas Zufferey** N.Zufferey@unige.ch

Résumé

Cet article présente l'évaluation de l'état d'un pont en béton à l'aide d'un modèle de prédiction de détérioration non linéaire TransChlor®. Le modèle prend en compte les conditions climatiques et d'exposition environnementale du pont étudié. Dans le cas des ouvrages d'art (ponts et viaducs), les systèmes de gestion sont le plus souvent basés sur les résultats d'inspections visuelles et d'évaluations ciblées d'un nombre restreint de structures. Les auscultations visuelles de pont dépendent du jugement de l'inspecteur et sont converties, selon une procédure prédéfinie, en une cote qui décrit qualitativement l'état des matériaux (cote des matériaux) et la capacité structurale (cote structurale). Dans les régions froides à climat sévère, la détérioration des infrastructures est principalement due à la corrosion de l'armature par les chlorures ioniques provenant d'opérations externes d'épandage de sel de déverglaçage. Pour le cas des structures vieillissantes, les détériorations internes potentiellement cachées doivent être prises en compte dans l'évaluation. La cote visuelle peut être raffinée par une analyse précoce des dégradations à l'intérieur du matériau (dégradations invisibles). Cet article présente les prédictions d'un modèle de détérioration à partir de tests non destructifs de l'état d'un pont. L'intégration du modèle dans l'évaluation en complément aux auscultations visuelles amène une procédure améliorée d'évaluation de l'état d'un pont. Ce modèle peut être étendu à la gestion et la maintenance d'un réseau de pont routier pour leur gestion efficace afin d'obtenir une meilleure performance du réseau routier à fournir une mobilité durable.

Mots clés : Béton, Pont, Détérioration, Évaluation, Cote

1. Introduction

La plupart des ponts d'Amérique du Nord ont été construits dans les années 1950. Le design et la conception de ces ponts tenaient moins compte des actions climatiques et environnementales. Ces structures ont été conçues pour une durée de vie moyenne prévue des ponts routiers (68 ans), les artères (67 ans) et les routes collectrices (66 ans) étant les plus longues des actifs de pont. Les ponts des routes locales (48 ans) et les passerelles pour piétons (51 ans) devaient avoir la durée de vie moyenne la plus courte (SC, 2018).

D'importants volumes de sels déglaçant sont épandus chaque saison hivernale afin de garantir la disponibilité de la chaussée pour les usagers et la mobilité des marchandises. L'application de ces sels est à l'origine de la détérioration des ponts en béton armé associée à la corrosion de l'acier d'armature. Les chlorures de ces sels de déverglaçage migrent dans le béton et détruisent la couche d'oxyde passive qui protège l'acier d'armature, rendant l'acier vulnérable à la corrosion (Gode and Paeglitis, 2014; R. Wolofsky, 2011). Pour le cas des structures vieillissantes, les gestionnaires tiennent à protéger l'infrastructure par une planification élaborée de l'entretien grâce à une surveillance et des inspections à intervalles appropriés. Pour la durabilité de ces ouvrages, il est essentiel que les stratégies d'entretien et de réhabilitation soient mieux planifiées avec des moyens d'auscultation plus raffinés. La surveillance régulière comprend l'inspection, la réparation, la réhabilitation ou les travaux hors service. Pendant ces interventions le gestionnaire veille à ce que le trafic se poursuive sans interruption pendant les inévitables périodes d'entretien et de réparation.

Cet article présente une modélisation de l'état d'un pont à l'aide d'un modèle de détérioration permettant d'évaluer le degré de corrosion à partir d'essais non destructifs. Ces outils sont utilisés pour estimer de manière proactive plutôt que réactive, la détérioration d'un pont pendant son cycle de vie. La connaissance de la variation temporelle du processus de détérioration d'un pont par rapport aux observations périodiques de l'inspection visuelle permet d'améliorer l'évaluation des structures vieillissantes d'un réseau routier afin d'optimiser la performance du réseau routier. La méthodologie proposée est démontrée pour un pont en béton armé vieillissant de plus de 60 ans, situé à Québec. La Figure 101 est une illustration du pont affilié à différentes conditions d'expositions aux chlorures : Brouillard (B-CI); direct (D-CI) et éclaboussures (E-CI). Les expositions brouillard et éclaboussures au-dessous du pont sont délimitées par une hauteur maximale H_{max} (Keserle et al., 2021). Cette approche a permis de lier l'importance du microclimat dans l'évaluation en vue de prédire l'évolution des détériorations de la structure.

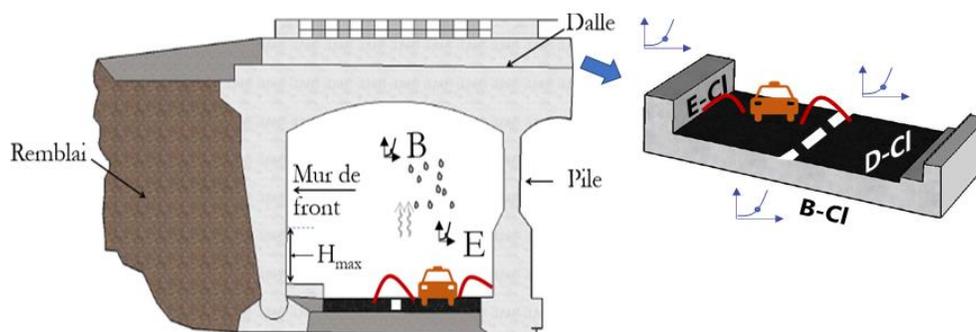


Figure 101. Demi-profil du pont à l'étude

Le modèle de transport (TransChlor[®]) est utilisé pour le transport non linéaire unidimensionnel des ions chlorure dans le béton. Il prend en compte la diffusion thermique, le transport de l'eau par diffusion et capillarité, la diffusion des chlorures et la carbonatation. Le modèle utilise des éléments finis pour résoudre les équations de transport des chlorures en fonction de la profondeur et des différences finies en fonction du temps (Conciatori et al., 2008).

2. Conditions de bord

Le modèle considère le lieu géographique du pont et les conditions climatiques. La cinétique des véhicules permet de définir les zones d'exposition aux produits salants et au climat. Le degré et le type d'exposition au microclimat environnant pour chaque élément du pont sont évalués. La Figure 102 présente les données climatiques : la température, l'humidité externe, la précipitation, provenant de station météorologique. Le moment de passage et la concentration épandue sont les paramètres clefs de la modélisation. Les conditions microclimatiques amenant à une intervention sont une présence de précipitation ou un haut taux d'humidité relative dans l'air relié à une température de l'air. Cette température de l'air doit demeurer toutefois inférieure à une température seuil obtenue par itération sur le nombre moyen de passages annuels de la saleuse (Conciatori et al., 2010).

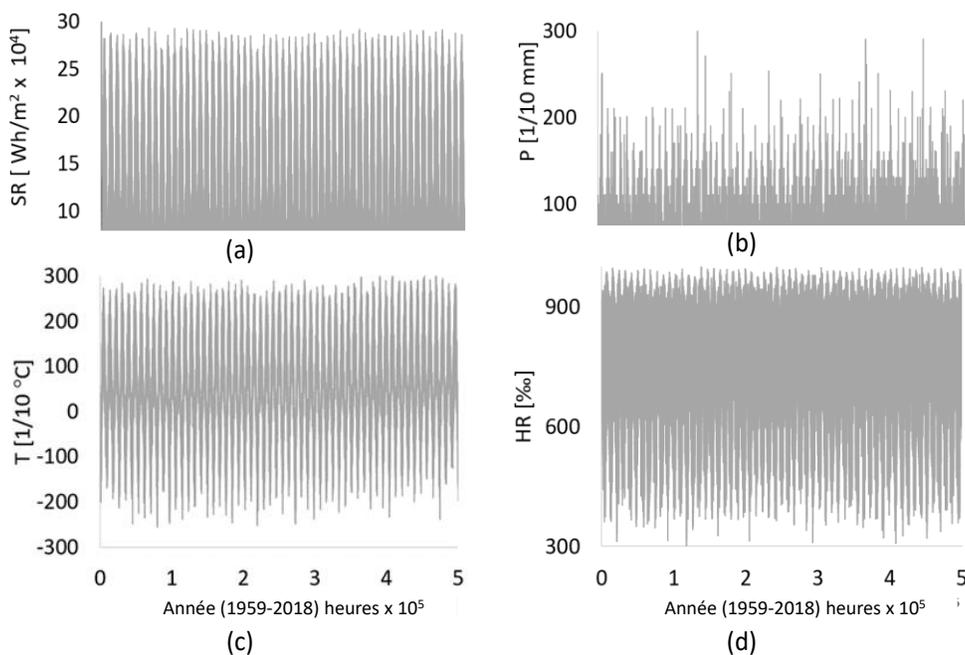


Figure 102. Données climatiques horaires : a) Rayonnement solaire, b) Précipitations, c) Température de l'air, d) Humidité relative.

Des tests non destructifs ont permis de caractériser les propriétés du béton. Le transport de substances dans le béton dépend directement de sa perméabilité. La perméabilité à l'air du béton et sa résistivité ont été mesurées sur l'enrobage du béton de différents éléments structuraux du pont (dalle, mur de front et au niveau des murs de soutènement).

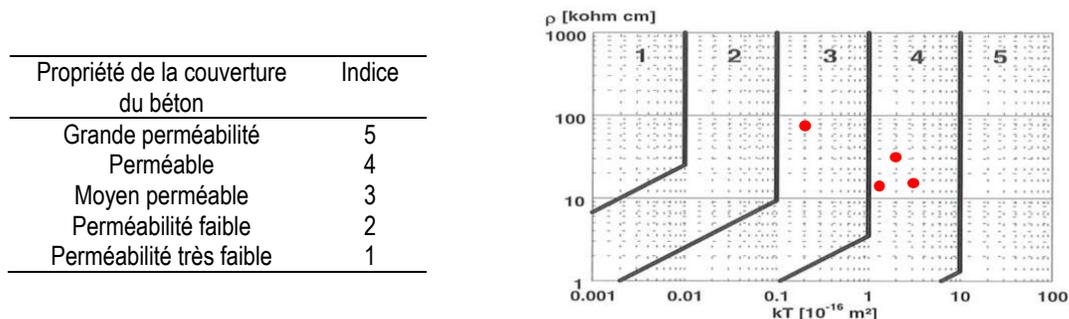


Figure 103. Qualité du béton (1-5) selon les mesures de perméabilité à l'air et de résistivité. (Torrent, 1997)

Les mesures sont très sensibles à la teneur en eau dans le réseau de pores : la teneur en eau réduit la perméabilité à l'air et la résistivité du béton. La perméabilité à l'air k_T a été obtenue avec l'appareil de perméabilité Torrent® (Denarié, et al., 2005; Torrent, 1997). La résistivité électrique ρ du béton a été mesurée avec l'appareil Wenner® (Conciatori, 2006; Gowers et Millard, 1999). Un graphique utilise les deux mesures (corrigées à 20°C) pour déterminer la qualité de l'enrobage du béton représentée par les points rouges (Figure 103). Un facteur de correction est fourni en fonction de la résistivité du béton, qui doit être supérieure à 1 kOhm.cm.

3. Validation du modèle de transport

Les évaluations par le modèle de détérioration TransChlor® ont été validées par comparaison avec des données provenant de carottes prélevées sur la face inférieure et supérieure de la dalle (Figure 104). Pour le dessous de la dalle, le modèle suppose une exposition au brouillard chargé de sel, tandis qu'une exposition directe bitume est supposée au-dessus de la dalle. La dalle du pont étudié ne comporte pas de membrane de protection. Le bitume est perméable à l'eau et en l'absence de membrane d'étanchéité, les chlorures s'infiltrent dans la dalle de béton au contact du sel de déverglaçage (Glanville, 1962). Cette dernière a été modélisée suivant l'atténuation de la migration des ions chlorures présentés à la Figure 105. Une comparaison des temps d'exposition directe avec et sans couverture de bitume est présentée dans le Tableau 33.

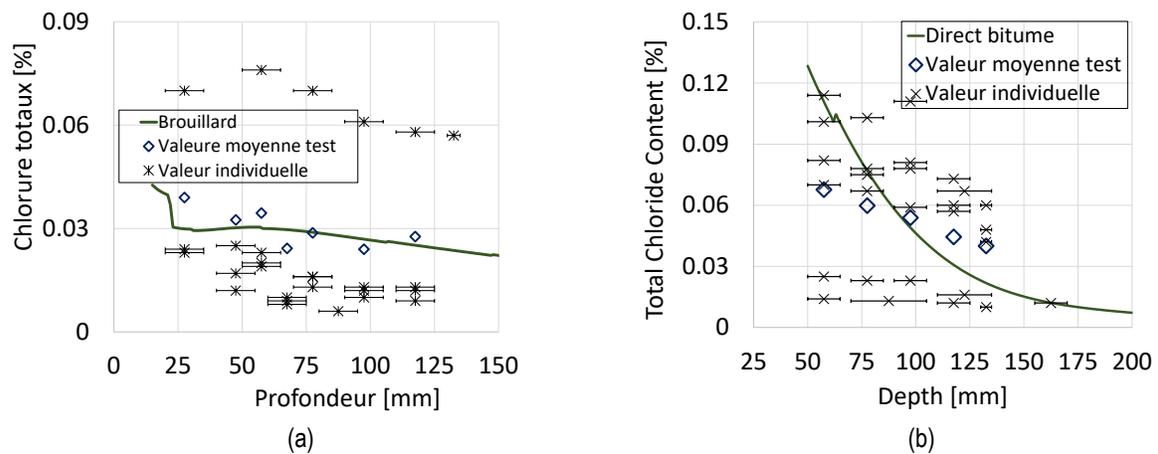


Figure 104. Teneur totale en ions chlorure (a) dessous de la dalle, (b) dessus de la dalle

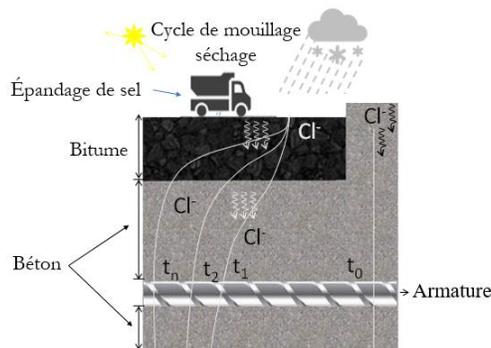


Figure 105. Condition de bord de la face supérieure de la dalle

La migration des chlorures est accentuée à la fin de l'hiver et au début du printemps par le mouvement de l'eau avec les cycles de gel et dégel, la circulation routière et le poids des camions et des véhicules (Hobeda, 2000). Le bitume protège partiellement le béton des cycles de mouillage-séchage et réduit l'exposition à l'eau stagnante.

L'eau se déplace par diffusion vers l'interface bitume-granulat sous l'influence de l'énergie libre négative de Gibbs d'adsorption de l'eau provenant d'une humidité de 99% (Curtis et al., 1992). En plus de l'interface bitume-agrégat naturellement exposée, l'infiltration d'eau augmente après même une année de service en raison de la fissuration du film de bitume (Brown et Kuntze, 1972). Les profils de pénétration des chlorures dans la dalle obtenus avec le modèle de détérioration TransChlor® corrélient avec les tests expérimentaux. La variabilité observée sur les carottes est due au fait qu'elles ont été prélevées de manière dispersée sur la dalle où certaines carottes étaient situées à des expositions plus sévères aux chlorures.

Tableau 33. Exposition de la face supérieure de la dalle en béton : (a) exposition directe et (b) exposition directe au bitume

Expositions	Précipitation hivernale (jours)	Cycles de mouillage-séchage
Exposition directe (a)	8 807	23627
Exposition directe au bitume (b)	123	234

La Figure 106 présente la variation de la teneur en chlorures totaux en fonction du temps. Le seuil de concentration de chlorure pour l'initiation de la corrosion est basé sur les données de la Federal Highway Administration (FHWA). Pour la plupart des tabliers en béton, en présence d'humidité et d'oxygène, la corrosion des armatures est initiée à une teneur en chlorure soluble de 0,025 à 0,030% par poids de béton. Cette évolution est rapide à 25 mm de profondeur, car les effets capillaires dominent. À des profondeurs plus importantes (>50 mm), le profil de concentration en chlorure augmente lentement avec le temps puisque le transport diffusif domine. La diffusion est également prédominante pour la partie supérieure de la dalle, qui est exposée à l'eau stagnante.

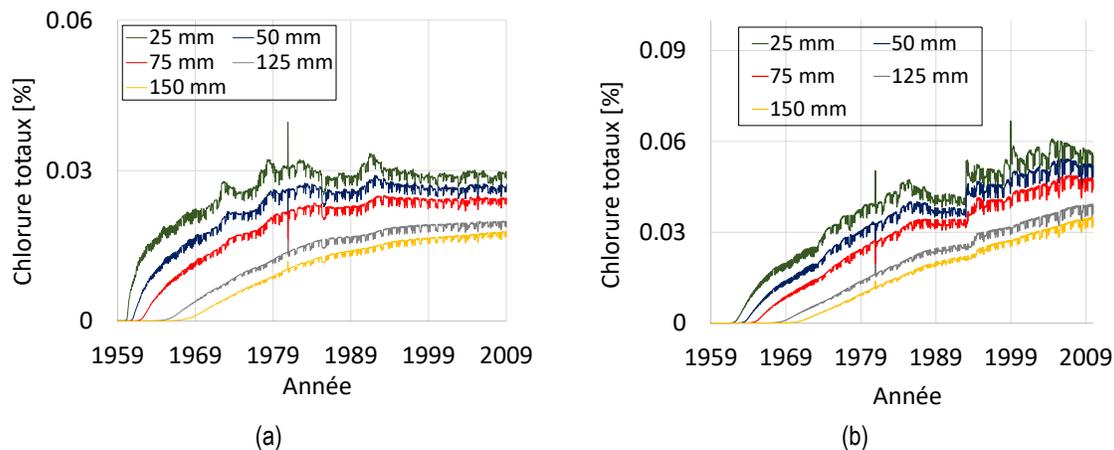


Figure 106. Profils des ions chlorures totaux (a) intrados (exposition brouillard) (b) extrados (exposition directe bitume)

4. Modèle probabiliste

La probabilité d'initiation de la corrosion est obtenue par convolution entre les distributions de probabilité pour la teneur en chlorure au niveau des armatures et la distribution de probabilité pour le seuil de chlorure pour la corrosion Équation (46).

$$P_f = \int_{-\infty}^{\infty} (f_S(x, t) \cdot F_R(x)) dx \quad (46)$$

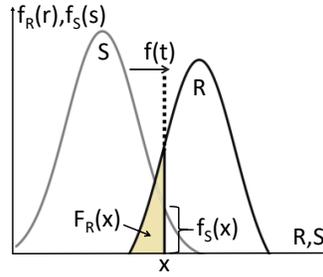


Figure 107. Probabilité d'initiation de la corrosion

où f_S est la distribution de probabilité de la teneur en chlorure au niveau des armatures et F_R est la fonction de distribution de probabilité cumulative pour le seuil de corrosion du chlorure.

Cote matériau. L'état de matériau mi d'un élément structural i est supposé être une fonction de la probabilité que la barre d'armature en acier se corrode P_f (en %), Équation (47) :

$$m_i = [100 - \sum_{k=1}^3 \frac{S_{k,i}}{S_{T,i}} \cdot P_{f,k,i}] * 4 \quad (47)$$

où N est le nombre de zones de différentes expositions pour un élément donné, $S_{k,i}$ est la surface de l'élément exposée au type d'exposition i , S_T est la surface totale de l'élément et P_f est la probabilité que la corrosion ait commencé pour le type d'exposition k . Par exemple, le mur de front (Figure 101) est exposé aux éclaboussures dues au trafic et la vitesse de circulation des véhicules. La partie supérieure est exposée au brouillard chargé de sel. La hauteur maximale H_{max} a été considérée pour déterminer les différentes surfaces exposées (Keserle et al., 2021).

Cote comportement. L'évaluation du comportement d'un élément C_i dépend de l'incidence de ses défauts. La note de comportement quantifie l'impact d'un élément structural sur la fonctionnalité de telle sorte que la cote de comportement 4 correspond à un élément dont les défauts n'ont aucune ou seulement une légère incidence sur son comportement. Et lorsqu'elle est égale à 1 correspond à un élément dont les défauts ont une incidence très importante sur son comportement. Les éléments de pont sont classés en deux catégories : principaux et secondaires. L'importance d'un élément dans la structure a été identifiée selon le manuel d'inspection des structures du MTQ. Le Tableau 34 présente les critères généraux permettant d'évaluer le comportement structural d'un élément en fonction de son rôle.

Tableau 34. Critères généraux d'évaluation du comportement des éléments. (MTQ, 2017)

C _i	Diminution de la capacité d'un élément à jouer son rôle	
	Élément principal	Élément secondaire
4	0 à 10 %	0 à 10 %
3	10 à 20 %	10 à 30 %
2	20 à 30 %	30 à 50 %
1	>30 %	> 50 %

L'approche du "principe parent-enfant", basé sur l'analyse de l'arbre de décision, permet d'identifier le lien entre la performance de l'élément de l'échelle locale à la performance globale du pont. Par exemple, une défaillance du sol se répercute sur la fondation de la culée (Figure 108), qui se répercute à son tour sur l'assise du pont, puis sur la dalle.

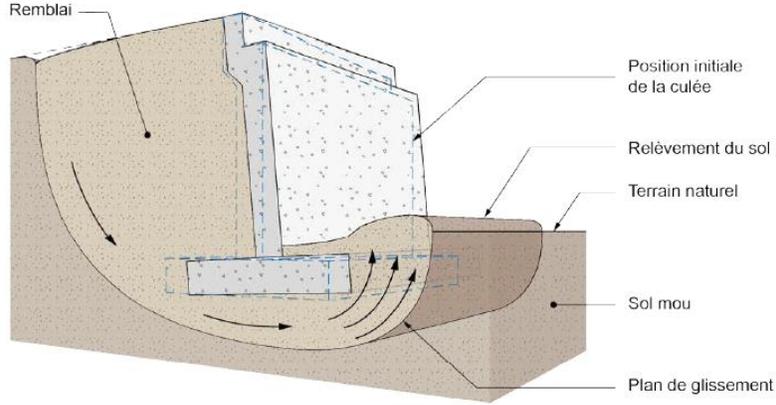


Figure 108. Exemple de liens de rupture de la culée

Soit x_{ij} la dépendance entre deux éléments locaux i et j du pont:

- $x_{ij} = 1$ si la dégradation de l'élément i affecte l'élément j ;
- $x_{ij} = 0$ si la dégradation de l'élément i n'affecte pas l'élément j .

De cette façon, $(x_{ij}; x_{ji}) = (1; 0)$ lorsque la dégradation de l'élément i affecte l'élément j (mais la situation inverse n'est pas vraie). $(x_{ij}; x_{ji}) = (1; 1)$ signifie une situation de réciprocité entre les éléments i et j . Les liens de défaillance due aux défauts de la culée du pont sont présentés à la Figure 109

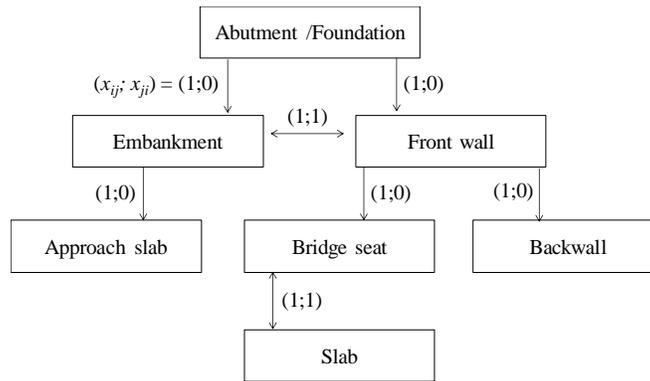


Figure 109. Liens de défaillance $(x_{ij}; x_{ji})$ pour la culée du pont

Les indices à l'échelle globale du pont considérant les liens entre les défauts des éléments en termes de matériau I_M et de comportement I_C dérivé de la cote locale m_i et C_i calculée pour chaque élément i est calculé avec les Équations (48) et (49) à partir des liens d'affectation globaux $(x_{ij}; x_{ji})$:

$$I_M (\%) = 100 * \left(1 - \left[\frac{R_M - R_{M_{meilleur}} (\forall i, m_i=4)}{R_{M_{mauvais}} (\forall i, m_i=1) - R_{M_{meilleur}} (\forall i, m_i=4)} \right] \right) \quad (48)$$

$$I_C (\%) = 100 * \left(1 - \left[\frac{R_C - R_{C_{meilleur}} (\forall i, b_i=4)}{R_{C_{mauvais}} (\forall i, b_i=1) - R_{C_{meilleur}} (\forall i, b_i=4)} \right] \right) \quad (49)$$

Les indices globaux du pont I_M et I_C sont calculés en considérant les conditions d'état limite relatives de la structure lorsqu'elle est dans son meilleur et son mauvais état : R_M (meilleur) ; R_M (mauvais) pour l'indice global de matériaux de la structure et R_C (meilleur) ; R_C (mauvais) pour l'indice global de comportement de la structure :

- R_M (meilleur) et R_C (meilleur) représentent la meilleure condition pour la structure lorsque toutes les notes c_i et m_i sont égales à 4,
- R_M (mauvais) et R_C (mauvais) représentent le pire état de la structure lorsque toutes les notes c_i et m_i sont égales à 1.

R_M et R_C sont des équations intermédiaires de l'évaluation du matériau et du comportement structural du pont défini comme suit Équation (50) :

$$R_M = \sum_{i \in W} A^{m_i} \sum_{j \in W \setminus i} x_{ij} \text{ and } R_C = \sum_{i \in W} A^{c_i} \sum_{j \in W \setminus i} x_{ij} \quad (50)$$

W représente le nombre de liens d'affectation globale, A est un facteur représentant l'évolution de la dégradation. Dans cet article, on suppose que les coûts de réparation augmentent d'un facteur $A = 5^i$ pour les niveaux de dégradation r allant de 4 à 1 (4 étant le meilleur état et 1 le pire état). Cette hypothèse est basée sur l'évolution des coûts de réparation suggérée par Sitter (1984), de sorte que l'entretien d'un pont en bon état a une valeur unitaire de $x\$$.

5. Évaluation locale du pont

Dans un système de gestion, l'évaluation locale requiert une évaluation par élément. Le gestionnaire peut ainsi cibler quel élément doit être réparé. La Figure 110 présente les cotes matériaux et de comportement structural des éléments à l'échelle locale comparée à une auscultation visuelle. On constate que la méthode traditionnelle d'inspection visuelle note les éléments du pont entre 3 et 4. Cela indique que les éléments locaux sont dans un état satisfaisant. Seuls les trottoirs $T(N)$ du pont sont dans un état de dégradation avancé (avec une note de 2).

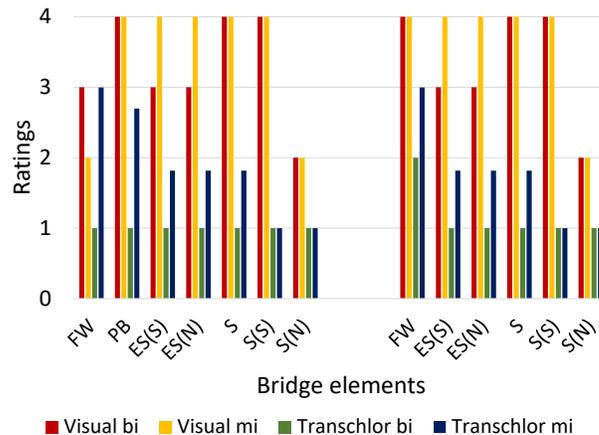


Figure 110. Cote matériaux et comportement des éléments. MF : Mur frontal, P : Pile, CE(S) : Côté extérieur (Sud), CE(N) : Côté extérieur (Nord), D : Dalle, T(S) : Trottoir (Sud), T(N) : Trottoir (Nord)

Les résultats de l'évaluation du modèle de détérioration (TransChlor®) indiquent que des réparations sont nécessaires sur tous les éléments évalués, contrairement à l'inspection visuelle qui indique un état satisfaisant des éléments.

La plupart des gestionnaires d'infrastructures ont besoin de disposer d'une évaluation globale des structures pour décider quelle structure nécessite une intervention. L'évaluation globale du pont en termes de matériau et de comportement structural est présentée dans la Figure 111. L'état du pont évalué par inspection visuelle est de $I_M = 78,76\%$ et $I_C = 79,9\%$. L'inspection visuelle indique que la structure est relativement dans un état satisfaisant et son état est en phase de transité dans la zone (B), tandis que le modèle de détérioration (TransChlor®) évalue les cotes de matériau et de comportement $I_M = 44,45\%$ et $I_B = 43,55\%$ respectivement.

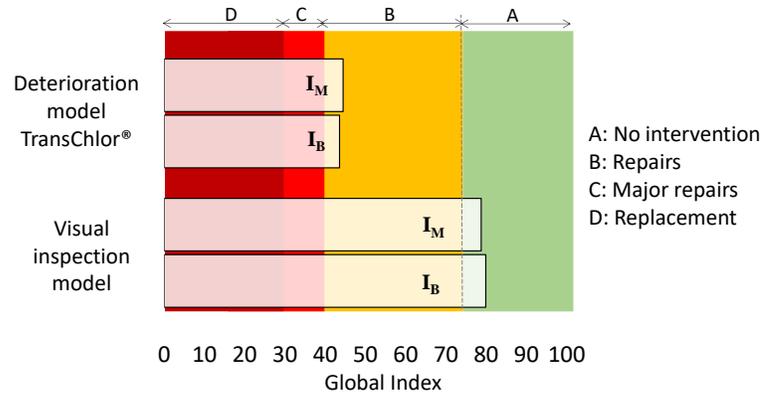


Figure 111. Comportement et état de matériau du pont par inspection visuelle et modèle de détérioration TransChlor®

Le modèle de détérioration montre que le pont est en train de dépasser le seuil limite admissible de l'état de service caractérisé par la phase C, cependant, cette dégradation n'a pas été observée par inspection visuelle. Cela peut expliquer pourquoi certains effondrements de ponts ont été observés récemment alors qu'une campagne d'inspection visuelle avait été menée (Bazzucchi, et al., 2018). Les preuves non observables de dommages et/ou de détérioration associées à l'inspection visuelle n'ont pas permis une interprétation complète de l'état de dégradation de ces structures construites il y a plus de 50 ans.

6. Conclusion

Ce résultat montre que l'introduction d'un modèle de détérioration dans l'évaluation de l'état d'un pont a permis d'affiner sa cote en complément à l'auscultation visuelle. La stratégie proposée contribue à l'évaluation de l'état d'une structure considérant son exposition réelle à l'action du microclimat. Une structure peut être analysée par cette technique non destructive et détecter la détérioration non visible. Si les défauts sont graves (mauvais état), le gestionnaire peut directement planifier une maintenance majeure après un examen visuel. Dans le cas contraire, si seuls des défauts mineurs sont détectés (bon état) et ne nécessitent pas d'intervention de maintenance, l'état de la structure est alors vérifié à l'aide du modèle de détérioration. À cette étape, le modèle de détérioration peut être exécuté sans carottage (pour ne pas endommager la structure) afin d'obtenir seulement une approximation de l'état de la structure. Si l'évaluation du modèle de prédiction est également bonne, la structure ne nécessite pas d'intervention. Dans le cas contraire, le modèle de prédiction peut être validé avec des échantillons de carottes. Le gestionnaire peut planifier une intervention mineure dans le cas où les résultats indiquent une détérioration. Cette approche peut être utilisée pour éviter une intervention majeure sur la structure et peut être rentable sur les coûts d'intervention si la structure est régulièrement surveillée.

Multi-Scale Model of the State of a Concrete Bridge Using a Non-Linear Deterioration Prediction Model

EMI/PMC 2021 Columbia University, New York City, May 25-28, 2021

**Abdoul Salam Bah, Laval University; Thomas Sanchez, Laval University; Yan Zhang, McGill University; Kotaro Sasai, McGill University; David Conciatori, Laval University; Luc Chouinard, McGill University; Gabriel John Power, Laval University; Nicolas Zufferey, University of Geneva;*

Résumé

Cet article présente une évaluation multiéchelle (par élément structural et/ou global) de l'état d'un pont en béton en utilisant un modèle de prédiction de détérioration non linéaire TransChlor®. Le modèle prend en compte les conditions climatiques et d'exposition environnementale du pont étudié. Dans le cas des ouvrages d'art (ponts et viaducs), les systèmes de gestion actuels sont principalement basés sur les résultats d'inspections visuelles et d'évaluations ciblées d'un nombre restreint de structures. Les évaluations par inspection visuelle dépendent du jugement de l'inspecteur et sont converties, selon une procédure prédéfinie, en une cote qui décrit qualitativement l'état des matériaux (cote des matériaux) et la capacité structurelle (cote structurelle). Cette stratégie d'évaluation ne tient pas compte des dégradations internes des matériaux qui restent invisibles. Les détériorations internes potentiellement invisibles doivent être prises en compte dans l'évaluation d'une infrastructure vieillissante. La progression de la détérioration est principalement due à la corrosion de l'armature en acier et à la contamination provenant de sources externes. Le transport des contaminants (c'est-à-dire les chlorures ioniques) dans le béton dépend directement de sa perméabilité. La perméabilité à l'air et la résistivité ont été mesurées sur l'enrobage du béton de différents éléments structurels d'un pont typique (dalle, mur de front et au niveau des murs de soutènement). Les mesures ont été utilisées pour prédire le transport de chlorure en fonction de l'historique des données météorologiques (température de l'air, humidité relative, rayonnement solaire et précipitations) de l'emplacement du pont, des opérations d'épandage de sel et des expositions directes, par éclaboussures et par brouillard des éléments du pont. Les prédictions du modèle ont été validées par comparaison avec les profils de chlorure obtenus à partir d'échantillons de carottes. Contrairement au modèle d'inspection, le modèle de détérioration indique que des réparations sont nécessaires sur tous les éléments évalués à l'échelle locale, puis que le pont est en phase de dépasser le seuil limite de détérioration admissible à l'échelle locale et globale. Les prédictions ont été utilisées pour prendre en compte de manière plus précise le comportement cinétique de la détérioration du pont, qui est lente au début de la durée de vie et plus rapide dans les étapes ultérieures de la durée de vie. Cet aspect est négligé dans les évaluations basées uniquement sur des inspections visuelles. Une procédure améliorée d'évaluation de l'état est suggérée, qui peut fournir les moyens d'effectuer des interventions plus efficaces et opportunes pour améliorer la durabilité des structures. Ce modèle peut être étendu à un réseau routier pour améliorer la gestion de la maintenance, les performances du réseau et la mobilité durable.

Mots-clés : Béton, ponts, état, évaluation, durabilité.

Abstract

This paper presents a multi-scale assessment (by structural elements and/or overall) of the condition of a concrete bridge using a non-linear deterioration prediction model TransChlor[®]. The model considers both climatic and environmental exposure conditions of the bridge under study. In the case of engineering structures (bridges and viaducts), current management systems are based primarily on the results of visual inspections and targeted assessments from a restricted number of structures. Visual inspection assessments depend on the judgment of the inspector and are converted, following a predefined procedure, to a rating that qualitatively describes the condition of the materials (material rating) and structural capacity (structural rating). This assessment strategy does not take into account internal degradations of the materials that remain hidden. Potentially hidden internal deteriorations should be considered in the assessment of an aging infrastructure. The progression of deterioration is primarily due to the corrosion of the steel reinforcement and to contamination from external sources. The transport of contaminants (i.e. ion chlorides) in the concrete depends directly on its permeability. Air permeability and resistivity were measured on the concrete cover of different structural elements of a typical bridge (slab, front wall and at the level of the retaining walls). The measurements were used to predict the chloride transport given the time history of meteorological data (air temperature, relative moisture, solar radiation and precipitation) at the location of the bridge, salt spreading operations and direct, splashing and mist exposures of bridge elements. Model predictions were validated by comparison with chloride profiles obtained from core samples. Contrary to the inspection model, the deterioration model indicates that repairs are necessary on all the elements assessed at the local scale, then the bridge is in the process of exceeding the permissible deterioration limit threshold at overall structural scale. The predictions were used to account more accurately for the kinetic deterioration behaviour of the bridge, which is slow early in the service life and faster in the later stages of the service life. This aspect is neglected in assessments based solely on visual inspections. An improved condition rating procedure is suggested, which can provide the means to perform more effective and timely interventions to improve the durability of structures. This model can be extended to a road network to improve maintenance management, network performance, and sustainable mobility.

Keywords: Concrete, bridges, state, assessment, durability.

Road Network Bridge Rating and Management System

Abdoul Salam Bah abdoul-salam.bah.1@ulaval.ca, **Kotaro Sasai** kotaro.sasai@mail.mcgill.ca, **Xuande Chen** xuande.chen.1@ulaval.ca, **David Conciatori** David.Conciatori@gci.ulaval.ca, **Luc Chouinard** luc.chouinard@mcgill.ca, **Gabriel John Power** gabriel.power@fsa.ulaval.ca, **Nicolas Zufferey** N.Zufferey@unige.ch

SMSB 2022: 11th International Conference on Short and Medium Span Bridges
Centre Sheraton
Toronto, Canada, July 18-22, 2022

Résumé

La congestion du réseau routier et la perte de service sont associées aux activités d'entretien, de réparation et de maintenance du réseau. Ce phénomène est fréquent dans les zones urbaines densément peuplées où la congestion des ponts, des autoroutes ou des petites rues a un impact négatif sur les coûts et la pollution liés à l'utilisation d'un véhicule (usure des pneus, entretien, carburant, émissions) et sur les temps de trajet en raison des détours. Les systèmes actuels de gestion des ponts (par exemple, Pontis, Bridgit, Kuba, Danbro, FINNRA, Primavera et Microsoft Project) sont basés sur les chaînes de Markov et l'optimisation pour l'évolution de l'état d'un pont et utilisés pour planifier les activités d'entretien et de réparation sur les structures individuelles indépendamment les unes des autres et néglige les impacts négatifs de ces activités sur le réseau et ses utilisateurs. Cet article présente une procédure pour évaluer l'état d'un réseau routier en fonction de l'état des ponts individuels et de l'impact des fermetures partielles ou complètes des ponts sur l'augmentation des temps de parcours. L'impact des fermetures est évalué au moyen d'une procédure qui réaffecte le trafic sur la base de l'équation de Wardrop pour une analyse locale origine-destination des détours de trafic pour chaque pont et évalue les impacts sur les coûts pour les utilisateurs du réseau. L'état général du réseau est déterminé comme une somme pondérée de l'état de chaque pont et des niveaux de trafic. Les cotes du réseau peuvent être utilisées par les gestionnaires pour planifier les activités d'entretien et de réparation qui maximisent l'efficacité globale du réseau. La procédure proposée est démontrée pour un réseau de référence de trois ponts à Montréal et divers scénarios de réparation et d'entretien.

Mots clés : Réseau routier, ponts, état, notations, gestion.

Abstract

Road network congestion and loss of service are associated with maintenance, repair, and maintenance activities on the network. This is prevalent in densely populated urban areas where congestion on bridges, highways, or small streets negatively impact the costs and pollution associated with the use of a vehicle (tire wear, maintenance, fuel, emissions) and travel times due to detours. Current bridge management systems (e.g., Pontis, Bridgit, Kuba, Danbro, FINNRA, Primavera and Microsoft Project) are based on Markov chains and optimisation for the evolution of the state of a bridge and used to plan maintenance and repair activities on individual structures independently of each other and neglect negative impacts of these activities on the network and its users. This paper presents a procedure to rate the condition of a road network as a function of the condition of individual bridges and the impact of partial or complete closures of bridges on increased travel times. The impact of closures is evaluated through a procedure that reallocates traffic based on the Wardrop equation for a local origin-destination analysis of traffic detours for each bridge and evaluates impacts on costs to users of the network. The overall condition of the network is determined as a weighted summation of the state of individual bridge and traffic levels. The network ratings can be used by decision-makers for planning maintenance and repair activities that maximise overall network efficiency. The proposed procedure is demonstrated for a reference network of three bridges in Montreal and various scenarios of repairs and maintenance.

Keywords: Road network, bridges, state, ratings, management