

MODELE D'EVOLUTION DE L'ETAT DES PONTS-ROUTES EN BETON

THÈSE N°2310 (2001)

PRÉSENTÉE AU DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

POUR L'OBTENSION DU GRADE DE DOCTEUR ÈS SCIENCES TECHNIQUES

PAR

Guido ROELFSTRA

Ingénieur civil diplômé EPF
de nationalité hollandaise et originaire d'Amsterdam

acceptée sur proposition du jury:

Prof. E. Brühwiler, directeur de thèse
M. Donzel, rapporteur
Dr. R. Hajdin, rapporteur
Prof. Th. Keller, rapporteur
Prof. Th. Vogel, rapporteur

Lausanne, EPFL
2001

Préface

Des outils pour une gestion optimisée d'un parc de ponts se basent sur la description de l'état et son évolution dans le temps. Les modèles d'évolution actuellement utilisés sont empiriques et approximatifs. Dans sa thèse de doctorat, M. Guido Roelfstra s'est fixé comme objectif d'améliorer cette modélisation par une approche scientifique à l'aide de modèles numériques et analytiques qui se base sur le comportement physique et chimique et des observations in-situ. La recherche se situe dans le domaine de la durabilité des ponts en béton qui est un sujet de grande actualité.

Les éléments novateurs de la recherche de Guido Roelfstra comportent d'abord une approche segmentielle avec une nouvelle méthode de subdivision des éléments d'un pont en segments en fonction de la perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage. Le modèle de corrosion tient compte des phénomènes de transport, de l'électrochimie de la corrosion de l'acier d'armature en présence de chlorures et de l'exposition spécifique de l'élément structural. Le caractère stochastique de ces paramètres et phénomènes est considéré par une approche probabiliste. Ensuite, l'évolution de l'état est formulée sous la forme de chaîne de Markov en utilisant le modèle de corrosion. Finalement, la détérioration d'éléments de ponts est simulée jusqu'à leur ruine.

Cette thèse issue du MCS (Laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages) permet de mieux cerner les connaissances sur les scénarios et processus de détérioration (en particulier leur composante temporelle) des ponts en béton. Certains résultats et approches peuvent s'appliquer directement pour les systèmes de gestion de ponts existants. Guido Roelfstra a fait preuve de sa maîtrise d'une approche scientifique, ainsi que de son aptitude à cerner et à résoudre des problèmes complexes de manière indépendante. Nous le remercions de son engagement et de ses compétences.

Lausanne, le 12 février 2001

Professeur Eugen Brühwiler

Préface

Des outils pour une gestion optimisée d'un parc de ponts se basent sur la description de l'état et son évolution dans le temps. Les modèles d'évolution actuellement utilisés sont empiriques et approximatifs. Dans sa thèse de doctorat, M. Guido Roelfstra s'est fixé comme objectif d'améliorer cette modélisation par une approche scientifique à l'aide de modèles numériques et analytiques qui se base sur le comportement physique et chimique et des observations in-situ. La recherche se situe dans le domaine de la durabilité des ponts en béton qui est un sujet de grande actualité.

Les éléments novateurs de la recherche de Guido Roelfstra comportent d'abord une approche segmentielle avec une nouvelle méthode de subdivision des éléments d'un pont en segments en fonction de la perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage. Le modèle de corrosion tient compte des phénomènes de transport, de l'électrochimie de la corrosion de l'acier d'armature en présence de chlorures et de l'exposition spécifique de l'élément structural. Le caractère stochastique de ces paramètres et phénomènes est considéré par une approche probabiliste. Ensuite, l'évolution de l'état est formulée sous la forme de chaîne de Markov en utilisant le modèle de corrosion. Finalement, la détérioration d'éléments de ponts est simulée jusqu'à leur ruine.

Cette thèse issue du MCS (Laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages) permet de mieux cerner les connaissances sur les scénarios et processus de détérioration (en particulier leur composante temporelle) des ponts en béton. Certains résultats et approches peuvent s'appliquer directement pour les systèmes de gestion de ponts existants. Guido Roelfstra a fait preuve de sa maîtrise d'une approche scientifique, ainsi que de son aptitude à cerner et à résoudre des problèmes complexes de manière indépendante. Nous le remercions de son engagement et de ses compétences.

Lausanne, le 12 février 2001

Professeur Eugen Brühwiler

Summary

The management of existing road infrastructures is a multidisciplinary activity that involves structural engineering, material science, management, economics and ecology. The objective is to achieve maximum availability of road links at minimum societal costs. Recently, tools (Bridge Management Systems, BMSs) have been developed to help decision makers to determine the optimal management strategies within available resources.

The condition development model is a key element of the BMSs. Currently, this model is using empirical approach making use of data collected during inspections and is formulated with Markov chains. The assessment units are structural elements and these are classified into condition classes according to their visual appearance. The condition assessment is therefore rather subjective since no measurements are involved in it. Consequently, the condition development based on visual inspections will reflect this subjectivity.

In order to improve the objectivity of condition forecasts physical and chemical phenomena governing deterioration has to be incorporated in the condition development model. Observations made on a bridge sample representative of the Swiss highway bridges showed that chloride-induced corrosion is the main deterioration mechanism. For this reason this research was focused upon modelling the chloride-induced corrosion.

In this research, the condition development model is established, based physical and chemical phenomena involved in chloride induced corrosion. This analytical model is able to yield quantitative results on condition development. Accuracy and availability of input data govern the level of accuracy of such an analytical model. The existing knowledge on chloride induced corrosion and inspection techniques available on site are examined in order to develop a simple and reliable condition development model.

Firstly, non-destructive testing methods are used in addition to visual observations, to determine quantitative values (permeability and thickness of the concrete cover) of parameters governing the segment deterioration. The structural elements are divided into areas i.e. segments where the parameters governing chloride-induced corrosion are assumed to be constant. It is proposed to divide structural elements into segments based on three concrete cover permeability classes, concrete cover thickness and three types of surface exposures to chloride contaminated water.

Secondly, a chloride transport model is developed to simulate the real exposure of reinforcement to chloride contaminated water, taking into consideration the transport mechanisms of water and chloride ions. Simulations are performed for the various segment parameters that have been identified in the segmental approach.

Thirdly, a relation is established between the free chloride ion content and the corrosion initiation probability. Using the results of the chloride transport model, the development of the corrosion initiation is determined for road bridges segments. An analysis is made to predict the corrosion initiation time of existing bridges as a function of their segment parameters (exposure and concrete cover permeability and thickness), but also to establish recommendations for the construction of new bridges.

Fourthly, the corrosion rate i.e. loss of steel cross-section is then determined according to the concrete cover permeability and the exposure to chloride contaminated water.

Fifthly, the results of the presented model are mapped to conditions states as defined in the BMSs. Three degradation matrices (Markov chains) are determined, corresponding to three condition developments: favourable, normal and unfavourable. The three condition developments can be estimated for given quantitative values of the concrete cover permeability, thickness and surface exposure to chloride-contaminated water. In this way, the segment parameters may be used in BMSs to forecasts future condition of segments, elements and the whole structure.

Finally the structural behaviour of the concrete road-bridges until failure is studied. The determinant failure scenarios are identified for each bridge type and a case study is performed on the sample representative for the Swiss highway bridges. For this purpose the determinant segments for the structural safety are identified. Additionally the required concrete cover depth for a service life of 50 and 100 years is expressed as a function of the permeability and the exposure to chloride contaminated water.

This research outlines the need to measure the concrete cover permeability and thickness with non-destructive test methods as well as to determine the exposure to chloride contaminated water. These values are essential to predict the condition development of concrete road bridges.

Version abrégée

La maintenance d'infrastructures existantes est une activité pluridisciplinaire qui comprend aussi bien les domaines de l'ingénierie en structures, de la science des matériaux, de la gestion que de l'écologie. L'objectif est de garantir la fiabilité du réseau routier en minimisant les coûts pour la société. Récemment, des logiciels de gestion (Bridge Management Systems, BMSs) ont été développés pour aider les preneurs de décision à déterminer la stratégie optimale selon les ressources financières disponibles.

Le modèle d'évolution de l'état est un élément clé des BMSs. Actuellement, ce modèle utilise une approche empirique, qui se base sur les données relevées au cours des inspections, et il est formulé selon les chaînes de Markov. Les unités d'évaluation sont les éléments structuraux et ceux-ci sont classés selon des conditions d'état en fonction de leur apparence visuelle. Pour cette raison, l'évaluation de l'état est plutôt subjective puisque aucune mesure n'y est impliquée. En conséquence, l'évolution de l'état basée sur les inspections visuelles reflètera cette subjectivité.

Afin d'améliorer l'objectivité de la prédiction de la condition d'état, les phénomènes physiques et chimiques, qui gouvernent la détérioration, doivent être incorporés dans le modèle d'évolution de l'état. Les observations faites sur un échantillon de ponts représentatifs du parc des ponts des routes nationales suisses a montré que la corrosion en présence de chlorures est le mécanisme de détérioration prépondérant. Pour cette raison, ce travail de recherche se concentre sur la modélisation de la corrosion en présence de chlorures.

Dans cette recherche, un modèle d'évolution de l'état basé sur les phénomènes physiques et chimiques impliqués dans la corrosion en présence de chlorures est développé. Ce modèle analytique est capable de donner des résultats quantitatifs de l'évolution de l'état. La qualité et la disponibilité des données déterminent le niveau de précision d'un tel modèle analytique. Les connaissances actuelles sur la corrosion en présence de chlorures et les techniques d'inspection in-situ disponibles sont utilisées afin de développer un modèle d'évolution de l'état simple et fiable.

Premièrement, des méthodes d'auscultation non-destructives sont utilisées, pour déterminer la perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage en complément aux inspections visuelles pour déterminer des valeurs quantitatives des paramètres gouvernant la détérioration. Les éléments structuraux sont divisés en zones (c.-à-d. segments) où les paramètres sont présumés constants. Il est proposé de diviser les éléments structuraux en segments en se basant sur trois classes de perméabilité du béton d'enrobage, l'épaisseur du béton d'enrobage et trois expositions types aux eaux chargées de sel de déverglaçage.

Deuxièmement, un modèle de transport (pénétration) des ions chlorures est développé pour simuler l'exposition réelle de l'armature aux eaux chargées de sel de déverglaçage. Ce modèle tient compte des différents mécanismes de transport de l'eau et des ions chlorures. Des simulations sont effectuées pour les divers paramètres des éléments qui ont été identifiés.

Troisièmement, une relation est établie entre la teneur en chlorures libres et la probabilité d'initiation de la corrosion. En utilisant les résultats du modèle de pénétration des ions chlorures, l'évolution de la probabilité d'initiation est déterminée pour les segments des ponts-routes. Une analyse est effectuée pour prédire le temps d'initiation des ponts existants en fonction des paramètres de leurs segments (exposition, perméabilité et épaisseur du béton d'enrobage), mais aussi pour établir des recommandations pour la construction de nouveaux ponts.

Quatrièmement, la vitesse de propagation de la corrosion (c.-à-d. la perte de section) est déterminée en fonction de la perméabilité du béton d'enrobage et de l'exposition aux eaux chargées de sel de déverglaçage.

Cinquièmement, les résultats du modèle présenté sont formulés selon les conditions d'état telles qu'elles sont définies dans les BMSs. Trois matrices de dégradation (chaînes de Markov) sont déterminées correspondant à trois conditions d'évolution : favorable, normale et défavorable. Les trois conditions d'évolution peuvent être estimées pour des mesures quantitatives de la perméabilité, de l'épaisseur du béton d'enrobage et de l'exposition aux eaux chargées de sel de déverglaçage. Ainsi, les paramètres des segments peuvent être utilisés dans les BMSs pour prédire l'évolution de l'état des segments, des éléments et de la structure dans son ensemble.

Enfin, le comportement structural des ponts-routes en béton jusqu'à leur ruine est étudié. Les scénarios déterminants sont identifiés pour chaque pont type et une étude de cas est menée sur l'échantillon de ponts représentatif du parc des ponts des routes nationales suisses. En plus, l'épaisseur de l'enrobage requis pour une durée d'utilisation de 50 et 100 ans est exprimé en fonction de la perméabilité et de l'exposition aux eaux chargées de sel de déverglaçage.

Cette recherche met en évidence le besoin de mesurer la perméabilité du béton d'enrobage et son épaisseur avec des méthodes d'auscultation non-destructives et de déterminer l'exposition aux eaux chargées de sel de déverglaçage. Ces valeurs sont essentielles pour prédire l'évolution de l'état des ponts-routes en béton.

Zusammenfassung

Der Unterhalt der bestehenden Infrastruktur ist eine multidisziplinäre Aufgabe, welche die Bereiche des konstruktiven Ingenieurbaus, der Materialwissenschaften, des Managements und des Umweltschutzes vereint. Ziel ist es, die Zuverlässigkeit des Straßennetzes zu gewährleisten und gleichzeitig die Kosten für die Gesellschaft möglichst gering zu halten. In letzter Zeit wurden Computerprogramme (Bridge Management Systems (BMSs)) entwickelt, welche die Entscheidungsträger in der Auswahl der optimalen Strategie mit den zur Verfügung stehenden finanziellen Mitteln unterstützen.

Das Modell für die Zustandsentwicklung spielt eine Schlüsselrolle in den BMSs. Im Moment verwendet dieses Modell einen empirischen Ansatz, der sich auf Daten stützt, die bei Inspektionen erhoben werden, und wird in Markov-Ketten ausgedrückt. Die Bauwerke werden zur Bewertung in Einheiten (Bauteile) unterteilt. Jedes Bauteil wird nach einer visuellen Inspektion einer Zustandskategorie zugeordnet. Die Bewertung des Zustands ist eher subjektiv, da keine Messung vorgenommen wird. Diese Subjektivität spiegelt sich in der Zustandsentwicklung, die auf den visuellen Inspektionen basiert, wieder.

Um die Objektivität der Vorhersage der Zustandsentwicklung zu verbessern, müssen die physikalischen und chemischen Phänomene, welche die Schädigungsprozesse beherrschen, in dem Modell für die Zustandsentwicklung berücksichtigt werden. Beobachtungen, die an einer Auswahl repräsentativer Brücken der Schweiz vorgenommen wurden, haben gezeigt, dass der vorherrschende Schädigungsmechanismus Korrosion infolge des Eindringens von Chloriden ist. Deshalb konzentriert sich diese Arbeit auf die Modellierung dieser Korrosion.

In dieser Forschungsarbeit wurde ein Modell für die Zustandsentwicklung entwickelt, das auf den physikalischen und chemischen Phänomenen beruht, die bei der Korrosion infolge des Eindringens von Chloriden eine Rolle spielen. Dieses analytische Modell ist in der Lage, quantitative Aussagen über die Zustandsentwicklung zu treffen. Die Qualität und die Verfügbarkeit der Daten bestimmen die Genauigkeit eines solchen analytischen Modells. Die derzeitigen Kenntnisse über die Korrosion infolge des Eindringens von Chloriden und die vorhandenen Inspektionstechniken in-situ werden untersucht, um ein einfaches und verlässliches Modell für die Zustandsentwicklung zu erarbeiten.

Zuerst werden zerstörungsfreie Prüfmethode zusätzlich zu den visuellen Inspektionen durchgeführt, um die quantitativen Werte der Parameter, die den Schädigungsprozess beherrschen, nämlich Permeabilität und Dicke des Überdeckungsbetons, zu bestimmen. Die Bauteile werden in Zonen (d. h. in Segmente) unterteilt, in denen die Parameter als konstant angenommen werden. Kriterien für die Unterteilung sind drei Kategorien der Permeabilität des Überdeckungsbetons, die Dicke des Überdeckungsbetons und drei typische Ausstattungsgrade durch tausalzhaltiges Wasser.

Zweitens wird ein Transportmodell für das Eindringen der Chloridionen entwickelt, um realitätsnah zu simulieren, in welchem Maße die Bewehrung tausalzhaltigem Wasser ausgesetzt ist. Simulationen werden für die wichtigen Parameter durchgeführt.

Drittens wird eine Beziehung zwischen dem Gehalt an freien Chloridionen und der Wahrscheinlichkeit der Korrosionsinitiierung hergestellt. Die zeitliche Entwicklung der Wahrscheinlichkeit der Korrosionsinitiierung wird für die Segmente der Straßenbrücken ermittelt. Dazu werden die Ergebnisse des Transportmodells für das Eindringen der Chloridionen verwendet. Eine Studie wird durchgeführt, um die Zeit der Korrosionsinitiierung der vorhandenen Brücken in Abhängigkeit der Parameter ihrer

Segmente (Permeabilität und Dicke des Überdeckungsbetons, Aussetzung durch chloridhaltiges Wasser) vorherzusagen, aber auch um Richtlinien für den Neubau von Brücken zu erstellen.

Viertens wird die zeitliche Entwicklung des Fortschreitens der Korrosion (d. h. der Verlust des Querschnitts) in Abhängigkeit der Permeabilität des Überdeckungsbetons und der Aussetzung durch tausalzhaltiges Wasser ermittelt.

Fünftens werden die Ergebnisse des vorgestellten Modells als Zustandsbedingungen, wie sie in den BMSs festgelegt sind, formuliert. Drei Matrizen (Markov-Ketten), die den Schädigungsverlauf beschreiben, werden je nach der Korrosionsgefährdung des Segments aufgestellt: günstig, normal und ungünstig. Die Einteilung der Segmente in diese drei Kategorien kann mit quantitativen Messungen der Permeabilität und der Dicke des Überdeckungsbetons sowie der Aussetzung durch tausalzhaltiges Wasser erfolgen. Auf diese Weise können die Parameter der Segmente in den BMSs verwendet werden, um die Zustandsentwicklung der Segmente, von Bauteilen und somit von Bauwerken vorherzusagen.

Schließlich wird das Tragverhalten der Straßenbrücken bis zu ihrem Bruch untersucht. Die ausschlaggebenden Szenarien werden für jeden Brückentyp untersucht, und eine Fallstudie wird für eine repräsentative Anzahl an Brücken der Nationalstraßen durchgeführt. Außerdem wird die Dicke des Überdeckungsbetons für eine Nutzungsdauer von 50 bis 100 Jahren in Abhängigkeit der Permeabilität und der Aussetzung durch tausalzhaltiges Wasser ausgedrückt.

Diese Forschungsarbeit zeigt die Notwendigkeit, die Permeabilität und die Dicke des Überdeckungsbetons mit zerstörungsfreien Prüfmethode zu messen und die Aussetzung des Bauteils durch tausalzhaltiges Wasser zu bestimmen. Diese Werte sind von größter Bedeutung, um die Zustandsentwicklung von Straßenbrücken aus Beton vorherzusagen.

Remerciements

Cette recherche a été effectuée au laboratoire de Maintenance, Construction et Sécurité des ouvrages (MCS) du Département de Génie Civil de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Ce travail s'inscrit dans le cadre d'un mandat de recherche pour l'Office Fédéral des Routes qui a ainsi permis par son soutien financier de mener à bien cette recherche.

En premier lieu, je tiens à remercier tout particulièrement mon directeur de thèse, le professeur Eugen Brühwiler. Il a su me guider aussi bien sur le plan scientifique que sur le plan humain. Le cadre de travail idyllique, dans lequel il m'a accueilli, m'a permis de mener à bien ma thèse dans les meilleures conditions et d'acquérir une riche expérience qui me sera certainement très profitable.

Tout au long de mon travail de recherche, le docteur Rade Hajdin a été d'un grand soutien. De par son expérience dans le domaine et sa rigueur scientifique, il a su m'encadrer et me motiver pour atteindre l'objectif fixé. Je tiens à le remercier profondément pour toute l'attention qu'il m'a apporté et les efforts qu'il a fournis notamment en français.

Je tiens à remercier les membres de mon jury de thèse, les professeurs Eugen Brühwiler, Thomas Keller et Thomas Vogel, le docteur Rade Hajdin et M. Michel Donzel, ainsi que les membres de la commission de recherche C de l'OFROU, formé par le professeur Renaud Favre et MM. Michel Donzel, Heinrich Figi, Hermann Fleischer, Peter Matt, Jean-Jacques Mäder et Paul Wüst, pour le temps qu'ils ont consacré et l'intérêt qu'ils ont apporté à mon travail.

Je remercie aussi les personnes du service des routes et autoroutes du canton de Vaud, notamment MM. Hermann Fleischer et Vincent Kovar, de m'avoir exposé les règles de l'art dans le domaine de la maintenance d'un parc de ponts, d'avoir mis à ma disposition les plans d'ouvrages et de m'avoir donné accès à leur base de donnée sur les ouvrages.

Pour les nombreuses heures passées ensemble dans des situations aussi variées qu'extrêmes, telles que des mesures de perméabilité sur les ouvrages en plein hiver, des débats théoriques au bureau, un enterrement de vie de garçon ou des heures de vélo au bord de l'épuisement, je tiens à exprimer à M. Bryan Adey un grand Thank You.

Comme je l'ai mentionné plus haut, l'environnement de travail agréable et stimulant qui règne au MCS m'a été très profitable. Je tiens donc à remercier tous mes collègues pour leur amabilité et leur disponibilité. En plus de ceux déjà cités, je pense à Mmes Christine Benoît et Ivor Cecco, aux Drs. Simon Bailey, Olivier Bernard, Claude Broquet, Emmanuel Dénarié, Pierre Mivelaz et Max Schläfli et à MM. Sacha Antille, Pierre Béguin, Vincent Bujard, Sylvain Demierre, Roland Gysler, Katrin Habel, Hannes Ludescher, Manfred Miehlsbradt, Aleksandar Radojicic et Sébastien Wolf.

Je terminerai en remerciant ma famille : mes parents Peter et Astrid pour leur soutien inconditionnel dans tous les domaines, ma sœur Liselore pour avoir toujours cru en mes capacités et mes beaux-parents Michel et Eliane pour m'avoir si bien accueilli au sein de leur famille et la relecture ardue de la thèse. Finalement, je remercie mon épouse Nathalie de tout mon cœur pour m'avoir toujours soutenu et encouragé dans mon travail et dans la vie durant cette période à l'EPFL si riche en événements.

Table des matières

Préface	i
Summary	iii
Version abrégée	v
Zusammenfassung	vii
Remerciements	ix
Table des matières	xi
Notations	xv
1 Introduction	1
1.1 Maintenance des ouvrages	1
1.2 Gestion d'un parc d'ouvrages	1
1.2.1 Introduction	1
1.2.2 Bridge Management Systems (BMS)	2
1.2.2.1 Introduction	2
1.2.2.2 PONTIS	3
1.2.2.3 BRIDGIT	4
1.2.2.4 DANBRO	4
1.2.2.5 FINNRA	5
1.2.2.6 Développement en Suisse – KUBA-DB et KUBA-MS	5
1.3 Critique des approches utilisées et besoins de recherche	6
1.4 Objectifs	7
1.5 Bénéfices de la recherche	7
1.6 Démarche	8
2 Approche segmentielle	9
2.1 Introduction	9
2.2 Approche segmentielle	10
2.2.1 Description de l'approche	10
2.2.2 Division de l'ouvrage en éléments et segments	10
2.2.3 Exposition	12
2.2.4 Perméabilité du béton d'enrobage	14
2.3 Méthodes d'auscultation non-destructives	14
2.3.1 Général	14
2.3.2 Mesure de perméabilité à l'air	15
2.3.2.1 Méthodes de mesure de la perméabilité	15
2.3.2.2 Principe de la méthode Torrent	15
2.3.2.3 Fonctionnement	16
2.3.2.4 Validation de la méthode	17
2.3.2.5 Application et recommandations	17
2.3.3 Mesure de position de l'armature	18
2.4 Application à l'échantillon représentatif	19
2.4.1 Echantillon représentatif	19
2.4.1.1 Parc des ponts-routes	19
2.4.1.2 Etablissement de l'échantillon représentatif	21
2.4.2 Application de l'approche segmentielle	22

2.4.2.1	Inspections in-situ	22
2.4.2.2	Ponts cadres	22
2.4.2.3	Ponts à béquilles	24
2.4.2.4	Ponts-poutres continus	26
2.5	Mécanismes de détérioration	28
2.6	Conclusions.....	30
3	Modèle de détérioration pour la corrosion des armatures.....	31
3.1	Introduction.....	31
3.2	Corrosion des armatures	32
3.2.1	Phénomène	32
3.2.2	Corrosion en présence de chlorures	33
3.2.3	Carbonatation.....	34
3.2.4	Détérioration	35
3.3	Pénétration des chlorures	36
3.3.1	Général.....	36
3.3.2	Transport de l'eau	36
3.3.2.1	Introduction.....	36
3.3.2.2	Modélisation	38
3.3.2.3	Modèle de diffusion	39
3.3.2.4	Coefficient de diffusion	40
3.3.2.5	Adsorption capillaire	41
3.3.3	Transport des chlorures.....	46
3.3.3.1	Introduction.....	46
3.3.3.2	Chlorures libres et chlorures liés	46
3.3.3.3	Diffusion des ions chlorures dans l'eau.....	47
3.3.3.4	Transport des ions chlorures entraînés par l'eau	47
3.3.3.5	Modèle de transport des ions chlorures	48
3.3.4	Exposition	49
3.3.4.1	Précipitations et humidité	49
3.3.4.2	Chlorures.....	50
3.3.4.3	Température.....	52
3.3.5	Modélisation numérique	53
3.3.5.1	Algorithme.....	53
3.3.5.2	Etape I : Transport de l'eau.....	54
3.3.5.3	Etape II : Transport des chlorures par l'eau.....	55
3.3.5.4	Etape III : Transport des chlorures par diffusion dans l'eau.....	55
3.3.6	Application du modèle aux ponts-routes	55
3.3.6.1	Hypothèses.....	55
3.3.6.2	Simulations avec le modèle	57
3.4	Initiation de la corrosion	59
3.4.1	Taux critique de chlorures	59
3.4.2	Application du modèle aux ponts routes.....	61
3.4.2.1	Simulations	61
3.4.2.2	Analyse des résultats.....	65
3.4.3	Ouvrages neufs.....	66
3.5	Propagation de la corrosion	66
3.5.1	Vitesse de corrosion.....	66
3.5.2	Perte de section	69
3.5.3	Corrosion de la précontrainte.....	70
3.6	Conclusions.....	71

4	Chaînes de Markov	73
4.1	Introduction.....	73
4.2	Dégradation de l'état.....	73
4.2.1	Conditions d'état.....	73
4.2.2	Relation entre les conditions d'état et la corrosion.....	74
4.2.3	Dégradation des ponts-routes.....	75
4.2.3.1	Simulation de la dégradation	75
4.2.3.2	Vitesse de dégradation et conditions d'évolution.....	76
4.2.3.3	Influence du diamètre de l'armature.....	77
4.3	Chaînes de Markov	78
4.3.1	Principe	78
4.3.2	Matrices de dégradation.....	78
4.3.3	Variantes d'optimisation.....	80
4.4	Conclusions.....	83
5	Scénarios de ruine	85
5.1	Introduction.....	85
5.2	Méthodologie et hypothèses	86
5.2.1	Scénarios de ruine	86
5.2.2	Méthodologie	86
5.2.3	Hypothèses	87
5.2.3.1	Approche semi-déterministe.....	87
5.2.3.2	Sollicitations	88
5.2.3.3	Résistance	90
5.2.3.4	Corrosion	91
5.2.3.5	Résumé	92
5.3	Scénarios de ruine type.....	93
5.3.1	Ponts à béquilles	93
5.3.1.1	Introduction.....	93
5.3.1.2	Mécanismes de ruine	94
5.3.1.3	Etude de cas 1 – Pont N°2	96
5.3.1.4	Etude de cas 2 – Pont N°15	103
5.3.1.5	Discussion sur les scénarios de ruine des ponts à béquilles	105
5.3.2	Ponts poutres continus	106
5.3.2.1	Introduction.....	106
5.3.2.2	Mécanismes de ruine	107
5.3.2.3	Etude de cas 3 – Pont N°7- Porte-à-faux	109
5.3.2.4	Etude de cas 4 – Pont N°11 – Précontrainte transversale.....	110
5.3.2.5	Etude de cas 5 – Pont N°7 – Entre les âmes du caisson	113
5.3.2.6	Discussion sur les scénarios de ruine des ponts poutres.....	114
5.3.3	Ponts cadres	114
5.3.3.1	Introduction.....	114
5.3.3.2	Mécanismes de ruine	115
5.3.3.3	Etude de cas 6 – Pont N°10	115
5.3.3.4	Discussion sur les scénarios de ruine des ponts à béquilles	117
5.4	Analyse des résultats et conclusions.....	117

6	Conclusions	121
6.1	Buts poursuivis	121
6.2	Bénéfice de l'étude	121
6.3	Démarche retenue	122
6.4	Conclusions.....	124
6.5	Suggestions pour des travaux futurs	125
	Bibliographie.....	127
Annexe A	Plans des ponts sélectionnés de l'échantillon	135
Annexe B	Résultats des simulations de pénétration.....	143
Annexe C	Résultats des simulations de dégradation.....	147
	Curriculum vitae	153

Notations

Majuscules latines :

A	coefficient d'adsorption
A_{24h}	coefficient d'adsorption à 24 heures
B	coefficient de pénétration
CE	condition d'état
$C(x,t)$	teneur en ions chlorures en fonction de l'épaisseur et du temps
C_f	teneur en ions chlorures libres
C_0	teneur en chlorures à la surface
C_s	teneur en ions chlorures liés
C_t	teneur totale en ions chlorures
D	coefficient de diffusion
$D_{0\%}$	coefficient de diffusion dans un béton sec
$D_{100\%}$	coefficient de diffusion dans un béton saturé
D_{Cl}	coefficient de diffusion des chlorures
D_w	coefficient de diffusion de l'eau dans le béton
D_{wT}	coefficient de diffusion de l'eau en fonction de la température
E	énergie d'activation
F	constante de Faraday
G_d	valeur de dimensionnement du poids propre de la structure porteuse
G_m	valeur moyenne du poids propre de la structure porteuse
J_{Cl}	flux d'ions chlorures
J_w	flux d'eau
K_{ad}	coefficient de transport
L	portée, longueur de la travée
M	matrice de dégradation (chaînes de Markov)
M_d	moment de dimensionnement
M_R	moment résistant
Q	charge concentrée
Q_a	valeur de dimensionnement de l'action concomitante
Q_d	valeur de dimensionnement de l'action prépondérante
Q_r	valeur représentative de l'action
R	résistance ultime
R_d	résistance ultime avec le coefficient de résistance
R_{Cl}	coefficient de retard
R_w	constante du gaz (vapeur d'eau)
S_d	sollicitation de dimensionnement avec les facteurs de charge
Sl	saturation en eau du béton
$S_{l,in}$	saturation en eau initiale
$S_{l,max}$	saturation en eau maximale
T	température
V_{Clf}	vitesse des ions chlorures libres
V_w	vitesse de l'eau
W_{Rd}	travail des moments résistants avec le coefficient de résistance
W_{Sd}	travail des sollicitations avec les facteurs de charge
X_t	vecteur d'état au temps t

Minuscules latines :

a	masse atomique
a_{ij}	coefficients de la matrice de dégradation M
c_f	concentration dans la solution des chlorures libres
c_s	concentration des chlorures liés
$d(t)$	diamètre de l'armature en fonction du temps
d_{in}	diamètre initial de l'armature
e	espacement des barres d'armature
f_c	résistance à la compression du béton
$f_{cw,min}$	résistance minimale sur cube
f_y	limite d'écoulement de l'acier d'armature passive
$f_{y,p}$	limite d'écoulement de l'acier de précontrainte
h	humidité relative du béton
h_c	humidité relative où le coefficient de diffusion diminue de moitié
i	courant de densité
m	masse d'eau adsorbée
m_{corr}	masse d'acier qui a corrodé
n	coefficient de sécurité structural
$n_{éq}$	nombre d'échanges équivalents
n_{apt}	coefficient d'aptitude au service
q	charge répartie
t	temps
t_{corr}	temps de corrosion
v_{corr}	vitesse de propagation de la corrosion
w	teneur en eau [m^3/m^3]
w_{in}	teneur en eau initiale [m^3/m^3]
w_{calc}	flèche calculée
w_{lim}	flèche limite selon la norme
w_{sat}	teneur maximale en eau évaporable (béton saturé) [m^3/m^3]
x	variable de distance ou de profondeur
x_{Cl}	profondeur de pénétration du front des chlorures
x_i	dimensions du vecteur X_t
x_w	profondeur de pénétration du front d'eau

Majuscules grecques :

F_1 Coefficient dynamique

Minuscules grecques :

a_0	rapport entre $D_{100\%}$ et $D_{0\%}$
e	porosité
g	rapport entre les chlorures liés et les chlorures libres
g_g	facteur de charge du poids propre
g_Q	facteur de charge de l'action prépondérante
g_R	coefficient de résistance
h_{al}	viscosité dynamique
r	densité
y	facteur de charge de l'action concomitante

Chapitre 1

Introduction

1.1 Maintenance des ouvrages

De nos jours, la maintenance des infrastructures de transport joue un rôle déterminant dans les activités économiques et sociales d'un pays. Les réseaux de transport existants ont atteint des dimensions importantes et leurs parcs d'ouvrages d'art sont des éléments clés. En Suisse, le réseau des Routes Nationales compte plus de 3'300 ponts. Sa construction a commencé à la fin des années 50 et il est presque achevé aujourd'hui.

La maintenance d'infrastructures existantes requiert un grand savoir faire et prend une part grandissante dans le travail de l'ingénieur. Pour lui, il ne s'agit plus seulement de concevoir et de construire, mais aussi de gérer et de maintenir des parcs d'ouvrages existants. La maintenance des ouvrages est un domaine pluridisciplinaire qui comprend aussi bien les domaines de l'ingénieur en structures, la science des matériaux, la gestion et l'écologie. La recherche progresse dans tous les domaines et pour l'ingénieur en maintenance, le défi est de rassembler toutes les connaissances et les progrès dans leur domaine individuel pour en tirer le meilleur profit au niveau global.

1.2 Gestion d'un parc d'ouvrages

1.2.1 Introduction

L'objectif de la gestion d'un parc d'ouvrages est de maintenir les ouvrages dans un état qui leur permettent de remplir leurs fonctions tout en minimisant les coûts. Les questions économiques sont importantes dans ce domaine, car les budgets alloués à la maintenance sont des sommes importantes, mais qui restent limitées par rapport à la valeur d'un parc d'ouvrages. A titre d'exemple, pour la maintenance des ponts-routes du réseau des routes nationales en Suisse, 110 millions de francs ont été investis en moyenne annuellement de 1996 à 1999 et la valeur du parc est estimé à 7.2 milliards [DONZEL_00].

La gestion d'un réseau d'ouvrages se compose des actions suivantes :

- **Inventaire des ouvrages**

L'inventaire des ouvrages est une grande base de données qui contient la description de l'ensemble des ouvrages. Etant donné les dimensions des parcs d'ouvrages, l'inventaire a souvent été informatisé (chapitre 1.2.2). La précision de la description de

chaque ouvrage dépend de la puissance de la base de données ainsi que de la quantité des données qui ont été relevées et saisies. Dans de nombreux cas, la création de la base de données a été faite pour un parc d'ouvrages déjà existant. Le relevé et la saisie des données peuvent alors représenter un volume de travail conséquent. En général, il s'avère important de bien définir l'utilisation qui sera faite de l'inventaire des ouvrages et d'établir les paramètres qui sont nécessaires avant de procéder à leur acquisition et à leur saisie. Le passage sous forme informatisée des données des ouvrages, provenant de plans, de schémas, de notes de calcul, de photos et autres documents, détermine la qualité de l'inventaire des ouvrages. Les logiciels développés pour cette application sont couramment appelés BMSs, « Bridge Management Systems » (chapitre 1.2.2).

- **Evaluation de l'état des ouvrages**

Pour juger l'état des ouvrages du parc, une évaluation de l'état est requise. Celle-ci est faite sur la base d'inspections visuelles périodiques dans le domaine des ponts-routes. Un inspecteur effectue une visite in-situ et évalue l'état de l'ouvrage. Etant donné les dimensions des parcs, cette procédure a été systématisée dans le cadre des BMSs (chapitre 1.2.2).

- **Planification des interventions**

La planification des interventions résulte d'un processus de décision concernant les actions de maintenance. Différents processus existent pour atteindre l'objectif de la gestion d'un parc d'ouvrages ; garantir l'utilisation des ouvrages tout en minimisant les coûts. L'informatisation de la gestion de la maintenance permet d'étudier de manière systématique de nombreuses variantes d'interventions, d'optimiser la planification et d'établir différentes stratégies de maintenance.

De plus, l'informatisation permet de tenir compte du paramètre temporel. Pour déterminer la planification des projets d'intervention dans le temps, l'évolution de l'état des ouvrages est simulée par des modèles de détérioration. Les résultats de la planification dépendent en grande partie de la qualité des modèles.

1.2.2 Bridge Management Systems (BMSs)

1.2.2.1 Introduction

Une demande croissante en matière de planification des mesures d'entretien a poussé les propriétaires de parcs importants d'ouvrages d'art à se tourner vers de nouveaux moyens de management. Le besoin de gérer de manière scientifique, pour obtenir la maintenance optimale des ouvrages existants, est amplifié par les ressources financières restreintes qui sont mises à disposition.

Les premières versions de logiciels informatiques de management, connus sous le nom de BMSs ont été développées dans les années 80 notamment aux Etats-Unis. Les logiciels sont principalement constitués de bases de données spécialisées, qui contiennent les informations sur les ouvrages et le relevé de leur état par inspection visuelle, des modèles de prédiction de l'évolution de l'état et des modèles d'optimisation des ressources financières au niveau de l'ensemble du réseau. Les logiciels développés et utilisés en Suisse, ainsi que les principaux logiciels existants à travers le monde, sont exposés dans les sous-chapitres suivants. La majorité des logiciels s'inspirent du logiciel PONTIS qui est décrit plus précisément.

1.2.2.2 PONTIS

PONTIS [PONTIS_93A&B] est un logiciel qui a été développé aux Etats-Unis par la FHWA (Federal Highway Administration) à la fin des années 80 [FHWA_89]. Il peut être considéré comme le premier logiciel commercialisé au même titre que DANBRO. A ce jour, c'est le logiciel le plus répandu. Il est employé dans 38 états américains ainsi que dans différents pays à travers le monde. Dans certains de ces pays, comme par exemple la Hongrie, la version américaine a été adaptée à leurs propres caractéristiques [GÁSPÁR_99 et MOLNAR_99]. De plus, PONTIS a servi de base et de référence dans le développement de la plupart des autres logiciels.

PONTIS se compose des différents modules décrits brièvement ici :

- **Une base de données**

La base de données contient l'ensemble des informations. Les ponts sont divisés en éléments types. Au niveau du pont, la base de donnée contient les informations sur sa localisation, son année de construction, le type de pont, les matériaux, le gabarit, le trafic, etc. Au niveau des éléments, la base de donnée contient l'état des types d'élément par un vecteur dont chaque composant représente le pourcentage du type d'élément qui se trouve dans chaque condition d'état. Pour chaque type d'élément, des conditions d'état sont définies. Dans le tableau 1.1, la définition des conditions d'état pour un élément en béton armé est représentée pour le logiciel KUBA-MS-TICINO qui utilise des définitions analogues. Etant donné que l'information provient d'inspections visuelles, les conditions d'état sont définies afin qu'il soit possible de les identifier visuellement.

- **Modèle d'optimisation de la maintenance (réparation et réhabilitation)**

Ce modèle détermine pour chaque élément la stratégie optimale de maintenance. Cette stratégie optimale est obtenue par l'interrelation entre un premier module, qui détermine l'action optimale pour chaque état de chaque élément, et un second module, qui calcule l'état stationnaire du parc d'ouvrages résultant des actions optimales du premier module. L'optimisation dynamique des deux modules aboutit à la stratégie de maintenance optimale à long terme avec un budget annuel minimal. Un troisième module est intégré et établit la stratégie optimale pour un ouvrage unique. Ce dernier module permet d'obtenir la meilleure stratégie possible si le budget annuel est inférieur au budget annuel minimal ou si l'état du parc d'ouvrages est dans un état inférieur à l'état stationnaire résultat de la première optimisation.

- **Modèle d'optimisation des modifications (améliorations)**

Ce modèle optimise les bénéfices apportés par les modifications au niveau des coûts des utilisateurs ou tout autre niveau d'investissement. Les modifications comprennent par exemple l'élargissement du tablier et une série d'actions spécifiques optimales pour les utilisateurs.

- **Modèle d'intégration et de planification**

Ce modèle réunit les résultats des deux modèles d'optimisation précédents. Il permet de planifier l'ensemble des projets d'interventions et de gérer le budget. La priorité des projets est établie par le rapport incrémentiel coûts/bénéfices.

- **Modèle de condition d'état et d'interventions possibles**

Ce modèle attribue à chaque condition d'état de chaque type d'élément des interventions possibles. Dans le tableau 1.2, les interventions possibles, pour les

éléments en béton armé, tels que définis dans le logiciel KUBA-MS-TICINO, qui utilise le même principe, sont représentées. Le modèle comprend aussi une indication de l'influence de l'environnement sur l'élément (bénin, faible, modéré ou sévère) et une liste des interventions d'améliorations possibles (par exemple l'augmentation de la capacité portante ou du gabarit).

- **Modèle de prévision**

Ce modèle estime la détérioration des éléments de l'ouvrage. La formulation de chaînes de Markov est utilisée (chapitre 4). En se basant sur un ensemble de données d'état d'éléments d'ouvrages, les paramètres du modèle de détérioration sont obtenus par régression. Le modèle est conçu afin de pouvoir corriger automatiquement les paramètres du modèle d'après de nouvelles valeurs provenant de l'inspection des ouvrages.

- **Modèle des coûts des utilisateurs**

Ce modèle génère les coûts des utilisateurs occasionnés principalement par une déficience de l'utilisation du pont (par exemple une réduction de la largeur des voies, un mauvais alignement ou une réduction des charges de trafic suite à une capacité portante insuffisante). Les coûts des utilisateurs se composent des coûts des accidents et des coûts engendrés (au niveau du véhicule et du temps perdu pour les utilisateurs) en cas de détour ou de limitation de trafic.

PONTIS utilise une philosophie qui va du niveau global du réseau au niveau du projet (« project-level »). Le budget et les exigences sont utilisées afin d'établir la politique optimale, puis les projets sont planifiés.

1.2.2.3 BRIDGIT

BRIDGIT [BRIDGIT_94 et HAWK_98] a été développé aux Etats-Unis conjointement par le NCHRP (National Highway Research Program). Il est utilisé dans l'état du Maine et d'autres états sont en train d'examiner une implémentation. Contrairement à PONTIS, l'approche va du niveau du projet au niveau global. Les exigences déterminent les projets qui génèrent des coûts. Ces coûts sont ensuite comparés aux budgets, puis les exigences sont adaptées en fonction du budget et les projets modifiés. Le budget et les exigences sont utilisées afin d'établir la politique optimale, puis les projets sont planifiés.

1.2.2.4 DANBRO

DANBRO a été développé au Danemark [HENRIKSEN_99]. Il est concentré sur une approche au niveau du projet et il est basé sur une approche systématique des inspections (principales, de routine et spéciales). Des développements récents ont permis d'ajouter une fonction de classement prioritaire des interventions sur des bases économiques.

1.2.2.5 FINNRA

Le BMS développé par le Finnish National Road Administration (FINNRA) est fondé sur les mêmes principes que PONTIS [SÖDERQVIST_99]. Il permet de gérer les 12'500 ponts du réseau des routes finlandaises. La spécificité du logiciel est sa modélisation de la détérioration et des interventions de maintenance par une chaîne de Markov tridimensionnelle.

1.2.2.6 Développements en Suisse – KUBA-DB et KUBA-MS

KUBA-DB (de l'allemand KUnstBAuten-DatenBank) et KUBA-MS (KUnstBAuten – ManagementSystem) sont les logiciels développés en Suisse par le bureau d'ingénieur Dr. J. Grob & Partner SA (Dr. R. Hajdin) pour l'Office fédéral des routes (OFROU) [HAJDIN_95]. Ces logiciels sont basés sur l'approche de PONTIS. Ils sont adaptés aux spécificités locales suisses [LUDESCHER_99] ; notamment au niveau de la grande variabilité du type de structure, des trois langues nationales, de la coordination au niveau de l'OFROU, de la variabilité de la gestion au niveau des cantons et au niveau du projet (« project-level »).

KUBA-DB est un logiciel de base de données, d'inspections et d'interventions exécutées. Le développement du logiciel a été initié en 1987. Actuellement 22 cantons utilisent la version 3.0 de KUBA-DB. 7'700 ouvrages des routes nationales et cantonales ont été répertoriés avec 30'000 éléments.

KUBA-MS est un logiciel de management. Le développement a été lancé en 1992. Une première version prototype MS-Ticino a été installée dans 5 cantons et les autres cantons se préparent à une installation prochaine. Au Tessin, 1'700 ponts des routes nationales et cantonales ont été saisis et la planification de la maintenance est basée sur le logiciel.

Comme dans PONTIS, les conditions d'état sont définies en fonction de l'état visuel pour être identifiables au cours des inspections visuelles (tableau 1.1 pour les éléments en béton armé). Pour chaque condition d'état, les interventions possibles sont déterminées (tableau 1.2).

Condition d'état	Description
1 : bon	Pas de dégâts visibles ; que de fines fissures superficielles ; pas de traces de corrosion
2 : acceptable	Taches de corrosion visibles et/ou écaillage local ; fines fissures dues à la corrosion de l'armature et/ou des zones humides ; dégâts mécaniques insignifiants
3 : endommagé	Ecaillage avec armature visible, pertes de section insignifiante, en moyenne moins de 10% de l'armature visible ; fissures et/ou zones humides
4 : mauvais état	Ecaillage avec armature visible, pertes de section 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

Tableau 1.1 Condition d'état des éléments en béton armé (comme définis dans KUBA-MS-TICINO [KUBA_98A&B]).

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

Tableau 1.2 Interventions possibles sur les éléments en béton armé (comme définis dans KUBA-MS-TICINO [KUBA_98A]).

1.3 Critique des approches utilisées et besoins de recherche

Les BMSs sont de plus en plus répandus dans la pratique. Pour qu'ils soient les plus efficaces possible, il est nécessaire qu'ils intègrent les dernières connaissances dans les domaines de la gestion, des matériaux et des structures. Sur la base des logiciels et des approches existantes, les principales critiques conduisent aux principaux besoins de recherche suivants :

- L'émergence de méthodes d'auscultations non-destructives dans le domaine de la maintenance nécessite que celles-ci soient intégrées dans les approches faites dans les BMSs, ce qui n'est actuellement pas encore le cas. En effet, les mesures effectuées in-situ par ces méthodes permettent d'une part d'améliorer l'évaluation de l'état d'un ouvrage [HEARN_98] et d'autre part de déterminer des valeurs quantitatives des propriétés des matériaux qui influencent l'évolution de l'état de l'ouvrage.
- Les modèles de détérioration utilisés dans les BMSs, qui ont un rôle déterminant dans l'établissement des stratégies d'intervention, sont actuellement basés sur des études statistiques de la détérioration sans tenir compte des paramètres physiques et chimiques réels. A titre d'exemple, dans une approche systématique d'évaluation dégâts de ponts effectuée en Suisse [LADNER_94], des courbes de détérioration ont été établies sur la base de l'inventaire des dégâts effectué en fonction du type d'ouvrage, de son âge, du matériau et du type d'élément. L'approche est purement statistique ; elle ne considère ni les phénomènes physico-chimiques ni les propriétés des matériaux. Etant donné les connaissances dans le domaine des matériaux, il y a un réel besoin de développer des modèles de détérioration, basés sur les mécanismes physiques et chimiques, qui tiennent compte des propriétés des matériaux. Ces dernières peuvent notamment être établies avec des méthodes d'auscultation non-destructives.
- Au niveau de l'aptitude au service et de la sécurité structurale, le comportement des structures et de leurs éléments n'est pas incluse de manière directe dans les évaluations faites. Il est nécessaire d'établir des scénarios de ruine qui permettent

d'établir le rôle de chaque élément et l'évolution de comportement de la structure dans son ensemble.

- La gestion du parc des ouvrages se base sur les coûts. L'introduction des coûts des utilisateurs prend en compte les accidents et les pertes pour l'utilisateur dans le cas de détours et de congestion (temps, consommation, usure du véhicule, etc.). Cependant, l'influence du réseau de transport sur l'économie dans son ensemble doit aussi être intégrée. Dans le cadre de budgets réduits, la détermination de la priorité des interventions nécessite une analyse au niveau de l'ensemble du réseau [ADEY_01].

1.4 Objectifs

Ce travail de recherche présente une approche globale de la détérioration dans le cadre de la maintenance d'un parc d'ouvrages d'art existant (ponts routiers). L'objectif est d'établir un modèle de la prédiction de l'évolution de l'état d'un ouvrage d'art (pont) spécifique. Le but principal regroupe les quatre aspects suivants :

- établir l'état des ponts selon une approche segmentielle en incluant des valeurs quantitatives obtenues avec les méthodes d'auscultations non-destructives.
- établir un modèle de détérioration de la corrosion de l'armature d'éléments de structure en béton armé en présence de chlorures, qui est le mécanisme de détérioration prépondérant. Ce modèle établi, basé sur les phénomènes physiques et chimiques, est développé spécifiquement pour une application aux ponts-routes en béton et aux conditions d'exposition réelles.
- formuler les résultats des simulations pour pouvoir être inclus dans les BMS existants.
- étudier le comportement des ouvrages et l'évolution de leur état jusqu'à la ruine pour permettre d'identifier les segments déterminants des ouvrages (ponts).

1.5 Démarche

L'introduction au **chapitre 1** place cette recherche dans le domaine de la maintenance des ouvrages. La manière de gérer les parcs d'ouvrages est exposée et les différents BMS existants sont décrits. Une critique des approches utilisées permet d'établir les besoins de recherche et de fixer les objectifs de ce travail de recherche. Les bénéfices et la démarche adoptée sont décrits.

Le **chapitre 2** traite de l'établissement de l'état des ponts-routes en utilisant une approche segmentielle. Une méthode de division des ponts-routes en éléments et en segments est exposée en fonction des paramètres nécessaires à une prédiction de l'évolution de l'état avec un modèle physico-chimique de détérioration. Ceux-ci peuvent être établis au cours des inspections visuelles avec des méthodes d'auscultations non-destructive étudiés dans ce chapitre. Finalement, la méthode est appliquée à un échantillon représentatif du réseau des Routes Nationales Suisse et les mécanismes de détériorations sont identifiés.

La modélisation de la corrosion en présence de chlorures est faite au **chapitre 3**. Après une description du mécanisme de détérioration, la pénétration des ions chlorures est modélisée et simulée pour les ponts-routes, en tenant compte de la perméabilité du béton d'enrobage et de l'exposition de la structure. Selon une approche probabiliste, l'initiation de la corrosion est définie en fonction de la teneur en chlorures libres. L'évolution de probabilité d'initiation est

déterminée pour les segments des ponts-routes. Sur la base des résultats, une analyse est effectuée pour prédire le temps d'initiation des ponts-routes existants et aussi pour établir des recommandations pour la construction des nouveaux ouvrages. Finalement, la vitesse de propagation de la corrosion est établie en fonction des propriétés des segments.

Au **chapitre 4**, la détérioration des ponts-routes est modélisé en utilisant les résultats obtenus dans le chapitre précédent. La formulation sous forme de Markov est établie pour permettre l'intégration du modèle de détérioration dans un logiciel de management en considérant l'approche segmentielle du chapitre 2. La perméabilité du béton d'enrobage, l'exposition aux sels de déverglaçage et l'épaisseur de l'enrobage en sont les principaux paramètres.

Au **chapitre 5**, des scénarios de ruine sont identifiés sur la base de l'analyse de l'échantillon représentatif des ponts-routes. L'évolution de l'état des différents types de ponts est étudié jusqu'à leur ruine. La durée de vie des ponts est analysée en fonction des la perméabilité du béton d'enrobage et de l'exposition des segments. Sur la base de l'étude effectuée, les éléments et les segments déterminants de chaque type de pont sont identifiés.

Finalement, les conclusions sont tirées dans le **chapitre 6** au niveau des résultats de ce travail de recherche ainsi qu'au niveau des projections pour les recherches futures dans le domaine.

Chapitre 2

Etats des ponts-routes selon une approche segmentielle

2.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'établir une méthodologie pour évaluer l'état de ponts-routes en béton et de permettre de relever les données nécessaires à la prévision de l'évolution de leur état. Comme exposé au chapitre 1, une démarche systématique est capitale pour le développement d'un outil de gestion et de management performant.

Le contenu de ce chapitre est divisé en quatre sections :

- **Approche segmentielle**

Une méthode de division en éléments et en segments est proposée dans le cadre de cette recherche. La séquence de division de la structure en éléments puis la subdivision en segments sont présentés. Les paramètres nécessaires à l'évaluation de l'état du pont et ceux pour la prévision de l'évolution de l'état sont déterminés.

- **Méthodes d'auscultation non-destructives**

Les méthodes d'auscultation non-destructives qui ont été utilisées dans le cadre de cette recherche, pour déterminer les paramètres quantitatifs des propriétés des matériaux, sont présentés.

- **Application à l'échantillon représentatif**

Le parc des routes nationales du canton de Vaud est décrit et un échantillon représentatif est sélectionné. L'approche segmentielle développée est appliquée et les observations effectuées in-situ sont décrites pour établir une évaluation de l'état du parc des ponts-routes dans son ensemble.

- **Mécanismes de détérioration**

Sur la base des inspections de l'échantillon représentatif, les différents mécanismes de détérioration observés sont évalués pour permettre d'identifier le mécanisme de détérioration prépondérant de l'évolution de l'état des ponts en béton du parc des routes nationales : la corrosion des armatures en présence de chlorures.

2.2 Approche segmentielle

2.2.1 Description de la méthode

Une approche segmentielle divise les ponts-routes en béton successivement en éléments fonctionnels et structuraux puis en segments (figure 2.1). Dans le cadre de cette recherche, une méthode de division est proposée (chapitre 2.2.2). Cette méthode utilise les paramètres qualitatifs et quantitatifs qui sont nécessaires et utiles pour l'évaluation de l'état de l'ouvrage et de l'évaluation de son évolution. Les paramètres pour chaque élément (ou segment) sont établis par l'analyse des plans de construction de l'ouvrage, des observations visuelles in-situ et des mesures effectuées avec des méthodes d'auscultation non-destructives in-situ selon le besoin. L'objectif de la division de la méthode est d'établir des segments de même état qui ont les mêmes propriétés, donc qui ont la même évolution de l'état.

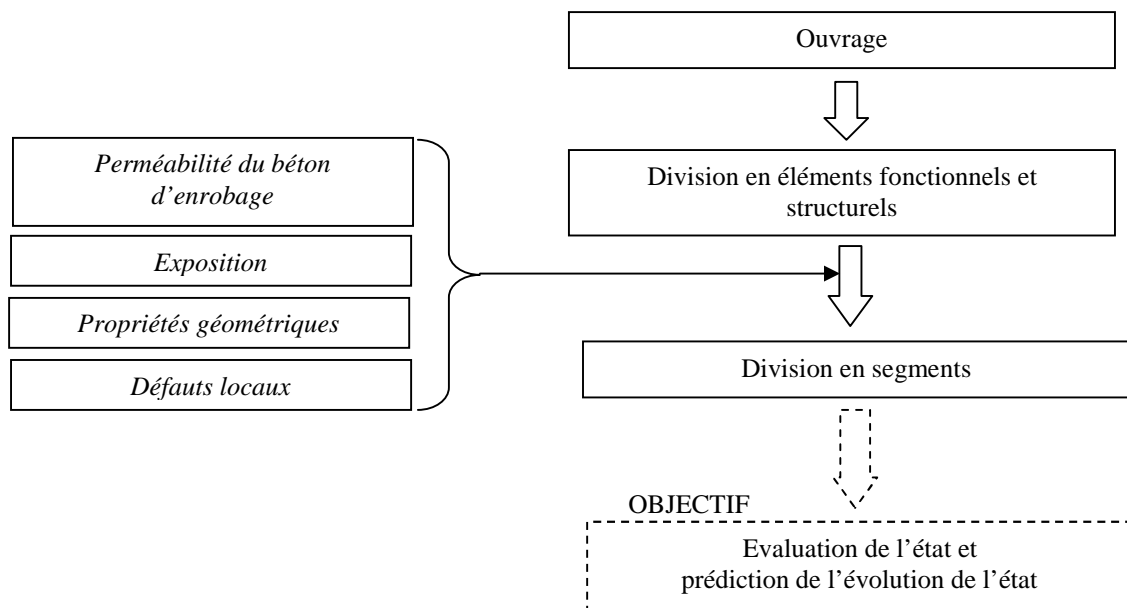


Figure 2.1 Méthode de division en éléments et en segments proposée

Pour une application spécifique aux ponts-routes en béton, trois types d'exposition au sel de déverglaçage (chapitre 2.2.3) sont établis ainsi que trois classes de perméabilité du béton d'enrobage (chapitre 2.2.4).

2.2.2 Division de ponts-routes en éléments et segments

Selon la méthode proposée, les ponts-routes sont divisés progressivement en éléments puis en segments selon la démarche suivante :

- Tout d'abord, les ponts-routes sont divisés en éléments selon leurs matériaux et leurs rôles dans la majorité des BMS et autres approches existantes (tableau 2.1). Les éléments structuraux sont ceux qui ont un rôle au niveau de la sécurité structurale et les éléments fonctionnels ceux qui ont un rôle au niveau de l'aptitude au service et de la sécurité à l'exploitation (circulation).

Rôle	Eléments
Structural	Dalles de tablier (dalle, face supérieure, face inférieure et porte-à-faux)
	Poutres et caissons
	Entretoises
	Piles, piliers et béquilles
	Culée (murs de culée, murs en aile et murs en retour)
	Fondations (semelles, pieux et tirants d'ancrage)
Fonctionnel	Bordures
	Revêtement
	Etanchéité
	Joints (de dilatation et de raccord)
	Appareils d'appui
	Glissières

Tableau 2.1 Principaux éléments des ponts-routes.

- Les éléments en béton sont subdivisés en segments selon leurs propriétés géométriques, les propriétés de leurs matériaux, leur exposition et leurs défauts locaux relevés au cours d'inspections visuelles (tableau 2.2).

Critère	Description
Propriétés géométriques	<ul style="list-style-type: none"> - Dimensions du béton - Aire et section de l'armature - Epaisseur de l'enrobage
Propriétés des matériaux	<ul style="list-style-type: none"> - Propriétés mécaniques telles que la résistance à la traction et à la compression - Propriétés physiques telles que la perméabilité du béton d'enrobage
Exposition	<ul style="list-style-type: none"> - Exposition aux conditions météorologiques et aux agents agressifs tels que les sels de déverglaçage
Etat	<ul style="list-style-type: none"> - Défauts locaux (nids de gravier, manque d'enrobage, etc.)

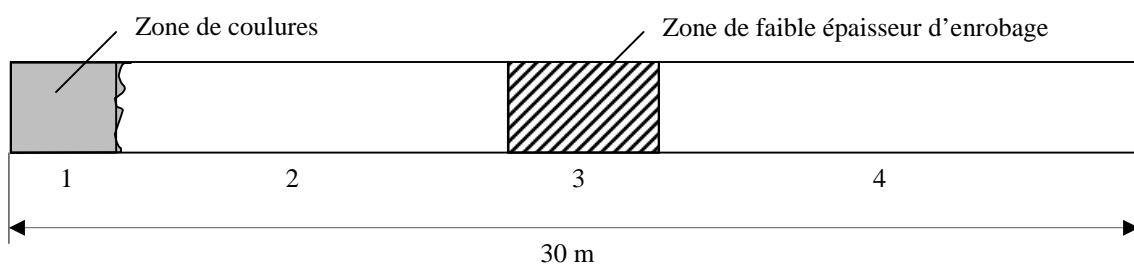
Tableau 2.2 Critères de division en segment.

Pour un ouvrage neuf, la première division des éléments en segments s'effectue sur la base des plans et d'hypothèses concernant ses paramètres (exposition et épaisseur d'enrobage). Par la suite, ainsi que pour les ouvrages existants, la division des éléments en segments est faite sur la base des observations faites in-situ au cours des inspections principales.

La subdivision en segments proposée diffère des approches traditionnelles et des nouvelles approches segmentielles développées aux Etats-Unis [HEARN_98] et [FRANGOPOL_99]). Dans la méthode proposée, un élément est seulement subdivisé si une de ses parties a des paramètres différents du reste de l'élément. Dans les autres approches, le pont-route est subdivisé en de nombreux segments géométriques réguliers.

Prenons l'exemple de la face inférieure du porte-à-faux d'une dalle d'un pont-caisson de 30 mètres qui a localement un manque d'enrobage de l'armature inférieure et des efflorescences provenant de coulures. Selon la méthode proposée, le porte-à-faux est subdivisé en 4 segments : un segment pour la zone avec un manque d'enrobage, un segment pour la zone avec les coulures et deux segments pour le reste du pont (figure 2.2a). Les dimensions de chaque segment doivent être définies. Selon les approches traditionnelles, le porte-à-faux est subdivisé en 15 segments de 2m de long (figure 2.2b). Avec la méthode proposée, la description de l'ouvrage est précise et contient moins de données, ce qui n'est pas négligeable lorsque l'on doit relever les données au niveau d'un parc d'ouvrages. De plus, lorsque la zone de coulures est à cheval entre deux segments et qu'il n'occupe que la moitié des deux segments adjacents (figure 2.2b), il n'y a pas de problème pour déterminer les paramètres de chaque segment avec la méthode proposée.

a) division selon la méthode proposée



b) division traditionnelle en segments

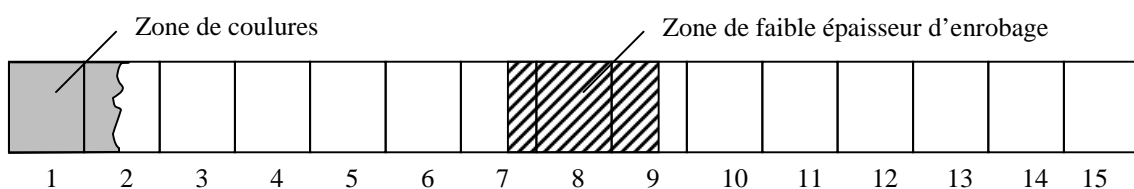


Figure 2.2 Subdivision en segments d'un porte-à-faux (vue de dessous).

2.2.3 Exposition

Le principal mécanisme de détérioration des ponts-routes en Suisse est la corrosion due à la présence de chlorures (chapitre 2.5). Pour cette raison, les éléments de l'ouvrage sont divisés en segments selon leur exposition au sel de déverglaçage. Trois zones d'exposition types sont identifiées :

- **Directe**

Les zones qui sont directement en contact avec l'eau salée de la chaussée, soit notamment toutes les zones où de l'eau provenant de la chaussée peut s'écouler et s'infiltrer.

- **Eclaboussures**

Les zones qui sont exposées aux projections émises par le passage des véhicules sur la chaussée mouillée. Ces zones se situent jusqu'à une hauteur de 1 mètre 50.

Les zones qui sont exposées aux coulures (comme par exemple sur la face inférieure d'un tablier suite à un défaut de goutte-pendante) et aux infiltrations avec des

écoulements moins importants que les écoulements possibles au niveau des joints sont également considérés comme exposés au type d'exposition « éclaboussures ».

• **Brouillard**

Les zones qui sont exposées aux fines gouttelettes mises en suspension dans l'air par le passage des véhicules à grande vitesse et qui crée un brouillard salin. Ce brouillard expose pratiquement tous les éléments et les segments de la structure de l'ouvrage.

Des exemples d'exposition des tabliers de ponts-routes sont représentés à la figure 2.2 et une synthèse de l'exposition des éléments de ponts-routes est présentée dans le tableau 2.3.

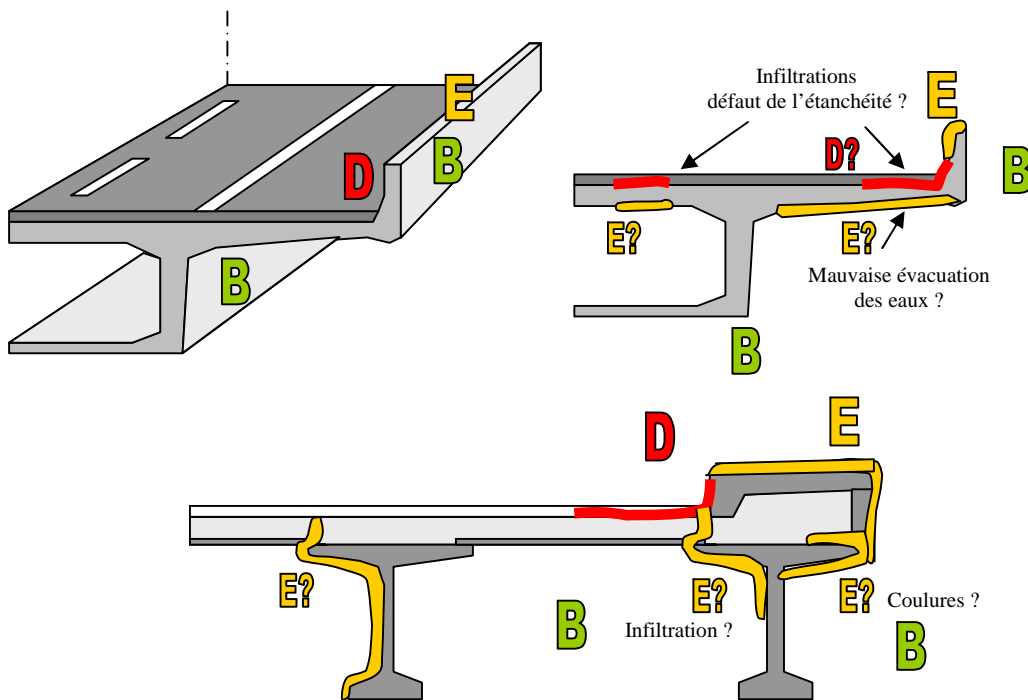


Figure 2.2 Exemples d'exposition aux sels de déverglaçage

Exposition	Eléments
Directe	<p><u>Eléments soumis directement à l'eau de la chaussée</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Bordures - Face supérieure du tablier en cas d'infiltration (défaut d'étanchéité) - Eléments exposés suite à un système d'évacuation de l'eau défectueux (culées, extrémités de poutres, etc.)
Eclaboussures	<p><u>Eléments au bord de la chaussée</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Bordures - Piles, piliers et béquilles - Face inférieure du tablier en cas de coulures et d'infiltrations
Brouillard salin	<p><u>Eléments dans l'environnement de la route</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Tous les autres éléments

Tableau 2.3 Exposition des éléments au sel de déverglaçage.

2.2.4 Perméabilité du béton d'enrobage

Le béton d'enrobage joue un rôle primordial dans les phénomènes de détérioration du béton armé. C'est la couche (barrière) de protection du béton armé envers les agents extérieurs agressifs tels que les ions chlorures et la carbonatation. Il est important de connaître la qualité du béton d'enrobage, non seulement au niveau de la résistance, mais aussi au niveau de sa perméabilité pour tous les phénomènes de transport. Il ne suffit pas de connaître la classe de résistance d'un béton pour juger de la qualité de son enrobage. Le dosage en ciment, le type de ciment, la granulométrie, la teneur en eau, le type de coffrage utilisé et surtout la cure ont une grande influence sur la perméabilité de l'enrobage.

Pour déterminer la perméabilité du béton d'enrobage, il faut procéder à un essai. Une inspection visuelle ne permet pas de juger de manière adéquate et quantitative la perméabilité du béton. Dans le cadre de cette recherche, une méthode d'auscultation non-destructive a été utilisée et appliquée (2.3.2).

Etant donné la grande variabilité spatiale de la perméabilité du béton d'enrobage observée in-situ [ADEY_98 ET ROELFSTRA_00], trois classes de perméabilité du béton d'enrobage sont proposées pour la division en éléments et segments par mesure de simplification afin de pouvoir utiliser l'approche dans la pratique et notamment dans le cadre des BMS (tableau 2.4). La variabilité de la perméabilité du béton sera prise en compte dans la modélisation par une approche probabiliste et une distribution des propriétés de transport (chapitre 3.3.6).

Classe de perméabilité du béton d'enrobage
Bon
Moyen
Mauvais

Tableau 2.4 Classe de perméabilité du béton d'enrobage.

2.3 Méthodes d'auscultation non-destructives

2.3.1 Général

Le relevé de l'état des ponts-routes, par une inspection principale systématique et périodique, est effectué dans la plupart des pays. Par exemple, aux États-Unis et en Suisse, une inspection visuelle est faite respectivement tous les 2 ou 5 ans. Le compte-rendu de ces inspections est uniformisé pour être introduit dans les BMS. A chaque élément d'ouvrage est attribué une note qui correspond à sa condition d'état. Les manuels d'utilisateurs des BMS contiennent des listes des conditions d'état avec une description et une photographie représentative de la condition d'état [KUBA_98B].

Avec le développement du secteur de la maintenance des ouvrages, de nombreuses méthodes d'auscultation non-destructives ont fait leur apparition. Elles ont l'avantage, par rapport aux méthodes dites semi-destructives et aux méthodes destructives, de ne causer aucun dommage à la structure et de pouvoir déterminer de manière simple et directe les mesures in-situ.

En effectuant quelques mesures à l'aide de méthodes d'auscultation non-destructives en complément aux observations visuelles durant les inspections périodiques, des informations utiles pour les modèles d'évolution de l'état peuvent être relevées. Dans le cadre de cette

recherche, des méthodes d'auscultation pour mesurer la perméabilité du béton d'enrobage et la position de l'armature ont été retenues. Ces méthodes permettent de déterminer rapidement des paramètres importants pour la prévision de l'évolution de l'état de l'ouvrage (chapitre 3).

De nombreuses méthodes prometteuses sont actuellement en cours de développement et mériteront certainement, dans un futur proche, d'être intégrées dans l'évaluation des ouvrages existants. Parmi les principales méthodes et mesures, on peut citer le potentiel électrochimique, le courant de corrosion [ELSENER_97], la résistivité [HUNKELER_97], les capteurs de chlorures [FLÜCKIGER_97], l'impact écho [BUJARD_00] et le radar géodésique qui permet de scanner en 3D le tablier du pont [ROBERT_97].

L'instrumentation des ouvrages, en les équipant avec des capteurs multiples, appelé « monitoring », est en plein développement. En branchant les capteurs sur des stations de mesure automatiques, il est possible de suivre l'évolution des propriétés de l'ouvrage en temps réel. Actuellement, cette technique est tout à fait appropriée pour des nouveaux ouvrages spéciaux (par exemple de conception nouvelle, avec des nouveaux matériaux ou de grandes dimensions), mais elle s'avère onéreuse pour les parcs d'ouvrages existants. Il ne s'agit pas de récolter aveuglément toutes les données possibles, mais d'établir les nécessités, de peser l'ensemble des intérêts et d'investir les ressources financières à bon escient.

2.3.2 Mesure de perméabilité à l'air

2.3.2.1 Méthodes de mesure de la perméabilité

Différentes méthodes de mesure permettent de déterminer la perméabilité du béton d'enrobage par des essais :

- Non-destructifs in situ :
 - la méthode Torrent [TORRENT_93&95]
 - à l'aide de tubes Kartens
- Semi-destructifs in-situ :
 - la méthode Field Permeability Test (FPT) développée à l'université de Floride [ARMAGHANI_93]
 - la méthode Reinhardt-Mijnsbergen-Croes de l'université technique de Delft [REINHARDT_89]
- En laboratoire sur des échantillons prélevés :
 - la méthode du CEMBureau de perméabilité standardisée à l'oxygène [KOLLEK_89]
 - l'adsorption capillaire [SIA_162/1]
 - la porosité au mercure (MIP) [TORRENT_95]

2.3.2.2 Principe de la méthode Torrent

La méthode d'auscultation non-destructive développée par Torrent [TORRENT_95] a été employée dans le cadre de cette recherche. Cette méthode détermine la perméabilité à l'air du béton d'enrobage in-situ en faisant le vide dans une chambre placée à la surface du béton et en mesurant la pression de l'air qui revient dans la chambre au bout de 12 minutes. Cette méthode a l'avantage d'être simple à réaliser et de mesurer la perméabilité de l'enrobage directement sur l'ouvrage sans l'altérer. L'inconvénient des mesures obtenues avec cette méthode, ainsi que toutes les mesures de perméabilité faites in-situ, est qu'elles varient de manière importante pour les fortes saturations en eau du béton. L'humidité du béton est difficile à mesurer précisément in-situ, alors que pour un essai sur un échantillon en

laboratoire, l'échantillon peut être séché. Afin de palier à ce problème, les mesures ont été effectuées sur les ponts après 2 à 3 jours sans précipitations et sans brouillard pour garantir un béton d'enrobage avec une humidité inférieure à environ 70%.

2.3.2.3 Fonctionnement

L'appareil Torrent a deux chambres (figure 2.3) ; une chambre intérieure (\varnothing 32 mm) et une chambre extérieure (\varnothing 86 mm). Le vide est créé dans la chambre intérieure avec une pompe d'une capacité de 1.5 m³/h (figure 2.4). Une fois que le vide est presque atteint (pression résiduelle d'environ 10-15 mbar), l'appareil mesure le retour de la pression dans la chambre interne, P_i , par écoulement de l'air à travers le béton d'enrobage sur une période de temps qui est au maximum de 12 minutes. Afin d'éliminer les effets de bords et de s'assurer que l'air provient directement du béton sous la chambre intérieure, une chambre extérieure est utilisée. Un pressostat contrôle électroniquement la pression dans la chambre externe, P_o , afin qu'elle soit égale à la pression dans la chambre interne. En faisant ainsi, l'hypothèse peut être faite que l'air provenant de l'atmosphère et du béton environnant entre dans la chambre externe et n'influence pas l'évolution de la pression de la chambre intérieure.

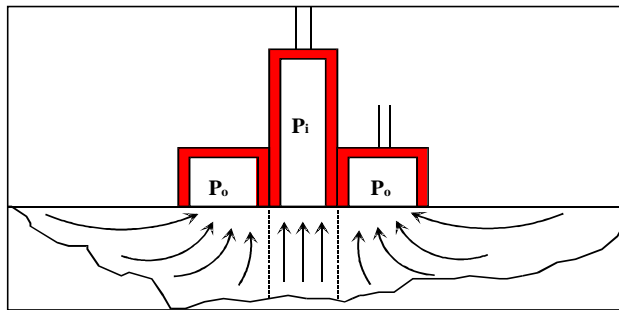


Figure 2.3 Ecoulement de l'air à travers le béton dans l'appareil Torrent.

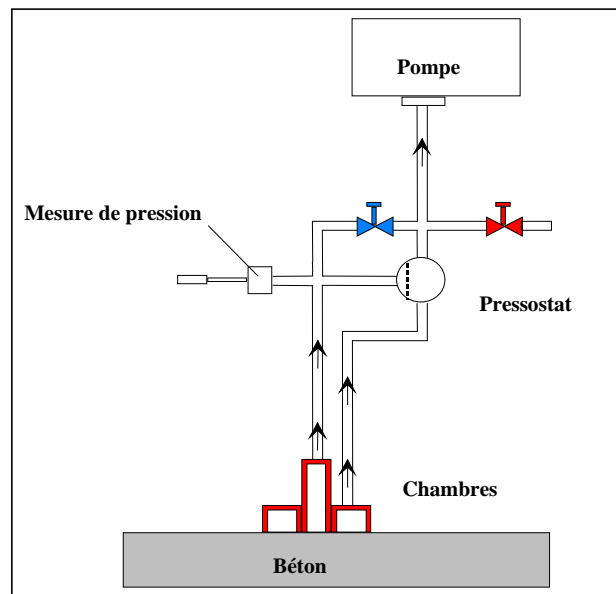


Figure 2.4 Schéma de fonctionnement de l'appareil Torrent.

2.3.2.4 Validation de la méthode

Etant donné que la méthode a été développée pour le contrôle de la qualité de nouveaux bétons, nous avons effectué plusieurs campagnes de mesures in-situ et en laboratoire [ADEY_98 et ROELFSTRA_00] en complément aux mesures effectuées, sur des bétons âgés, par Torrent [TORRENT_95]. Elles nous ont permis d'établir que la mesure est répétitive et fiable sur des bétons âgés in-situ pour autant que l'humidité du béton d'enrobage ne soit pas trop importante.

Torrent a montré la corrélation des mesures avec celles obtenues avec les autres méthodes de mesures [TORRENT_95]. Pour vérifier cette corrélation, nous avons effectué des mesures sur un élément de pont âgé de 30 ans avec l'appareil Torrent. Ensuite nous avons prélevé 2 carottes aux endroits mesurés qui ont été envoyées au TFB à Nyon pour effectuer une mesure de la perméabilité standardisée à l'oxygène (méthode du CEM-Bureau). La comparaison relative des mesures (tableau 2.5) montre que le coefficient de Torrent et la perméabilité à l'oxygène évoluent de la même manière. Les valeurs absolues mesurées selon les deux méthodes correspondent aux valeurs obtenues par Torrent pour l'étude du béton âgé.

Mesure	Coefficient de perméabilité kT [10^{-12} m ² /s]	Perméabilité à l'oxygène CEM-Bureau [10^{-16} m ²]
1	3.6	5.0
2	0.6	1.9

Tableau 2.5 Mesures de la perméabilité à l'oxygène avec l'appareil Torrent et les mesures sur des carottes avec la méthode du CEM-Bureau (effectuée par le TFB à Nyon).

2.3.2.5 Application et recommandations

Pour les 3 classes de perméabilité du béton d'enrobage qui ont été proposées (chapitre 2.2.4), la relation avec le coefficient de Torrent kT est représenté dans le tableau 2.6. Une mesure in-situ avec la méthode en complément à l'inspection visuelle permet ainsi d'établir la classe de perméabilité.

Classe de béton d'enrobage	Coefficient de perméabilité kT [10^{-16} m ² /s]
Bon	< 0.2
Moyen	0.2 < ... < 2.0
Mauvais	> 2.0

Tableau 2.6 Classification de la perméabilité du béton en fonction du coefficient Torrent.

Plusieurs campagnes de mesures ont été effectuées sur les sept ouvrages sélectionnées de l'échantillon représentatif (chapitre 2.4) ainsi que sur des échantillons prélevés et analysés au laboratoire [ADEY_98 et ROELFSTRA_00]. Les campagnes de mesures ont permis d'établir au niveau de la méthode de mesure que :

- L'installation nécessaire pour les mesures est réduite, bien qu'elle requiert l'apport d'une génératrice pour alimenter la pompe à vide.
- L'ajout de rallonges sur les tuyaux permet une bonne maniabilité, mais il ne faut pas oublier de recalibrer l'appareil si l'on change la longueur des tuyaux et/ou le nombre de joints de raccordement.

- Il est possible de faire des mesures sur pratiquement toutes les surfaces, à l'exception de certaines surfaces très rugueuses ou des surfaces présentant une importante fissuration.
- Il est nécessaire de se rendre compte qu'une campagne de mesures prend plusieurs heures pour un pont-route (une demi journée, voir une journée complète). L'idéal est de bien identifier à l'avance les éléments et les segments dont on souhaite déterminer la classe du béton d'enrobage. Plusieurs mesures sont nécessaires pour chaque élément/segment et la durée de chaque mesure est de 12 minutes. Une telle campagne de mesures est nécessaire une seule fois sur un pont existant et il serait bénéfique d'effectuer les mesures progressivement sur l'ensemble du parc.

Au niveau des perméabilités du béton d'enrobage, les mesures mettent en évidence que :

- Il est possible d'établir la classe de perméabilité des différents éléments et segments d'un pont à l'aide de l'appareil de mesure in-situ.
- La méthode permet d'identifier les segments (zones) qui ont une grande perméabilité dont l'origine peut être une porosité plus importante, un lessivage de la surface, etc.
- Une grande dispersion spatiale des valeurs a été observée. Pour les segments, les mesures montrent une distribution normale de la perméabilité avec une variance de l'ordre de 25%.

2.3.3 Mesure de position de l'armature

De nombreux appareils commerciaux permettent de déterminer la position de l'armature dans le béton et de mesurer le diamètre des armatures à l'aide d'ondes électromagnétiques. Dans le cadre de cette recherche, un appareil commercial a été utilisé au cours des inspections in-situ sur l'échantillon représentatif (chapitre 2.4) [ROELFSTRA_00]. La campagne de mesures a permis d'établir au niveau de la méthode de mesure que :

- Une sonde ponctuelle permet de déterminer aisément et rapidement l'épaisseur de l'enrobage sur l'ensemble d'un pont. L'utilisation d'appareils multi-sondes et de sondes sur rouleaux développés pour des grandes surfaces planes s'avère, dans la plupart des cas, compliquée et difficile à mettre en place sur les ponts-routes pour un complément aux inspections visuelles.
- La détermination du diamètre des armatures est possible lorsque les armatures sont distantes d'une quinzaine de centimètres. Dans les angles, les zones d'ancrages de la précontrainte et les zones fortement armées, il a été impossible de mesurer le diamètre des armatures.
- Les mesures sont effectuées rapidement et de manière aisée. Elles permettent d'établir l'épaisseur de l'enrobage en complément à une inspection visuelle sans grands investissements supplémentaires.

Au niveau des épaisseurs d'enrobage, les mesures mettent en évidence que :

- Avec des écarteurs disposés correctement, la grande majorité des valeurs mesurées se situe dans un intervalle de +/- 2 mm autour de la valeur souhaitée avec les écarteurs.
- Localement, des barres d'armature ont un enrobage plus faible suite à divers problèmes tels qu'un nombre insuffisant d'écarteurs, une mauvaise fixation de l'écarteur, un oubli d'écarteur, un écrasement d'écarteur, etc. Pour la plupart des

éléments affectés, ce ne sont que quelques barres qui ont une faible épaisseur d'enrobage (moins de 10 mm).

- Certains éléments sont plus sensibles aux problèmes de mise en place de l'armature et l'on peut trouver des zones entières où l'armature a un faible enrobage. Les principaux éléments touchés sont les éléments verticaux tels les piles, les béquilles et les murs, ainsi que les faces horizontales inférieures tels la face inférieure des porte-à-faux et des dalles.
- L'épaisseur de l'enrobage des étriers des ponts construits dans les années 60 et 70 a été sous-dimensionné et le soin nécessaire à leur mise en place a été insuffisant. Les étriers se retrouvent fréquemment très près des surfaces (moins de 15 mm, voir même apparents) et des dégâts sont apparus ; selon la détérioration, on observe des fissures en surface, des écaillages, des épaufrures et des étriers apparents corrodés.

2.4 Application à l'échantillon représentatif

2.4.1 Echantillon représentatif

2.4.1.1 Parc des ponts-routes

Le réseau des routes nationales dans les environs de Lausanne a été pris comme domaine d'étude dans le cadre de cette recherche. Ce réseau a été construit en trois étapes distinctes :

- **Lausanne – Genève (RN 1)**

Ce tronçon est la première partie du réseau des routes nationales construit au début des années 60 à l'occasion de l'exposition nationale de Lausanne en 1964. Il relie Genève à Lausanne en suivant les bords du lac Léman au-dessus de la route cantonale et des voies de chemin de fer. Le passage de nombreuses vallées (du Boiron, de l'Asse, de l'Aubonne et de la Venoge) ont nécessité la construction de grands ponts. La RN 1 est le principal axe est-ouest du réseau des routes nationales.

- **Lausanne – Vevey (RN 9)**

Ce tronçon a été construit au début des années 70. Il contourne la ville de Lausanne par le nord et suit le lac Léman perché sur les hauteurs du Lavaux. Il traverse un terrain vallonné qui a nécessité la construction d'ouvrages importants tels les ponts de la Lutrive et le pont de la Bahyse ainsi que de nombreux tunnels. La RN 9 permet de rejoindre le Valais et la capitale Berne par la RN 12.

- **Lausanne – Yverdon (RN 1)**

Ce tronçon a été construit au début des années 80 dans le prolongement du tronçon Genève – Lausanne en direction du nord du canton de Vaud. La route nationale monte sur le Gros de Vaud pour redescendre dans la plaine de l'Orbe à Chavornay. Le viaduc de la Cornaz, qui enjambe le Talent, et les viaducs dans la plaine de l'Orbe sont les ponts les plus imposants du tronçon.

Une classification, selon la fonction du pont (passage supérieur, passage inférieur et pont/viaduc) et son genre (système statique), permet de décrire facilement les ponts, de planifier la maintenance et d'obtenir une vision claire au niveau de l'ensemble du parc des ouvrages. Par exemple, le remplacement d'un joint de dilatation sur un passage supérieur a une toute autre importance que le remplacement d'un joint sur un pont de route nationale. De

plus, la fonction de l'ouvrage joue un rôle au niveau de l'exposition aux sels de déverglaçage ; les béquilles d'un passage supérieur sont exposées aux éclaboussures dues au passage des véhicules sur la route nationale (chapitre 2.2.3).

Sur les 3 tronçons des routes nationales, 236 ponts ont été construits selon les données des ouvrages introduites dans KUBA-DB par le service des routes nationales du canton de Vaud. Dans le tableau 2.7, les ponts sont classés selon leur fonction et leur genre. La grande majorité des ponts est en béton armé (98%).

	Genre de pont	Lausanne - Genève	Lausanne – Vevey	Lausanne - Yverdon	Total
Passage Inférieur	Pont-poutre continu	-	-	-	-
	Pont-poutre simple	-	-	1	1
	Pont à béquilles	-	-	-	-
	Pont cadre	32 (2)	22 (2)	9 (2)	63 (6)
	Pont dalle	5	4	-	9
	Pont arc	-	-	-	-
	Pont à poutre Gerber	-	-	-	-
	Tranchée couverte	1	2	-	3
	Ponceau à caisson ou tuyau	-	1	4	5
	Total	38 (2)	29 (2)	14 (2)	81 (6)
Passage Supérieur	Pont-poutre continu	23 (1)	10 (1)	9 (1)	42 (3)
	Pont-poutre simple	2	-	1	3
	Pont à béquilles	16 (2)	6 (1)	12 (1)	34 (4)
	Pont cadre	-	2	1	3
	Pont dalle	2	5	-	7
	Pont arc	-	-	-	-
	Pont à poutre Gerber	1	-	-	1
	Tranchée couverte	-	-	-	-
	Ponceau à caisson ou tuyau	-	-	-	-
	Total	44 (3)	23 (2)	23 (2)	90 (7)
Ponts et Viaducs	Pont-poutre continu	19 (2)	28 (2)	10 (2)	57 (6)
	Pont-poutre simple	-	-	1	1
	Pont à béquilles	1	-	-	1
	Pont cadre	1	3	-	4
	Pont dalle	-	-	-	-
	Pont arc	-	2	-	2
	Pont à poutre Gerber	-	-	-	-
	Tranchée couverte	-	-	-	-
	Ponceau à caisson ou tuyau	-	-	-	-
	Total	21 (2)	33 (2)	11 (2)	65 (6)
Total	103 (7)	85 (6)	48 (7)	236 (20)	

Tableau 2.7 Nombre de ponts sur 3 tronçons des routes nationales autour de Lausanne (ponts sélectionnés dans l'échantillon représentatif).

Les passages inférieurs représentent 34% des ponts, dont une grande majorité de ponts-cadres (63/81). Les passages supérieurs représentent 38% des ponts, qui sont principalement des ponts-continus (42/90) et des ponts à béquilles (34/90). Les ponts autoroutiers et les viaducs représentent 27% des ponts, dont la plupart sont des ponts-poutres continus (57/65).

2.4.1.2 Etablissement de l'échantillon représentatif

Pour étudier le parc des ponts des routes nationales, un échantillon représentatif de 20 ponts a été déterminé, soit 8.5% du parc. La particularité du parc étant que chaque pont est un prototype de conception unique, sauf pour certains passages supérieurs, la sélection a été établie sur la base de la connaissance de l'ensemble du parc. Les critères de sélections sont :

- le tronçon de route nationale (année de construction)
- la fonction du pont (passage inférieur ou supérieur, pont autoroutier)
- le genre de pont (système statique)
- le type de tablier (dalle, section ouverte ou fermée)

Il est à noter que les ponts n'ont pas été sélectionnés spécifiquement selon leur état. Les 20 ponts ont été choisis selon leur fonction et leur genre ; un tiers des ponts par tronçon et un tiers par fonction avec le type de tablier caractéristique (tableau 2.8).

Les six passages inférieurs sont des ponts-cadres avec des tabliers formés de dalles pleines. Quatre passages supérieurs sont des ponts à béquilles avec tous les types de tablier et deux passages supérieurs sont des poutres continues, l'un avec un tablier à section ouverte (avec des poutres maîtresses) et l'autre avec un tablier à section fermée (avec caisson). Tous les ponts et les viaducs ont des tabliers continus (ponts-poutres continus) dont trois avec des tabliers à section ouverte et quatre avec des tabliers à section fermée.

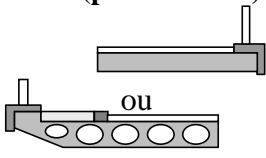
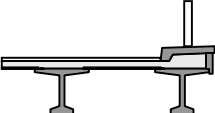
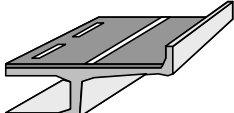
		Genre de pont (système statique)		
		Pont cadre	Pont à béquilles	Poutre continue
Type de tablier (section)	Dalle (pleine/évidée) 	N° 1 / 6 / 8 11 / 16 / 17	N° 15	
	Section ouverte 		N° 2 et 3	N° 4 / 12 / 13 14 / 20
	Section fermée 		N° 9	N° 5 / 7 / 10 18 / 19

Tableau 2.8 Genre de pont et type de tablier.

2.4.2 Application de l'approche segmentielle

2.4.2.1 Inspections in-situ

Plusieurs inspections visuelles ont été effectuées in-situ sur les ponts pour effectuer un relevé de l'état. Sur la base de ces inspections, sept ponts de l'échantillon ont été sélectionnés (annexe A) pour effectuer des mesures d'auscultations non-destructives :

- Deux séries de mesures de la perméabilité à l'air (chapitre 2.3.2) afin de déterminer la classe de perméabilité du béton d'enrobage (chapitre 2.2.4).
- Des mesures de l'épaisseur de l'enrobage des armatures (chapitre 2.3.3).
- Des mesures avec le scléromètre pour détecter comparativement les zones avec un béton de moindre résistance.

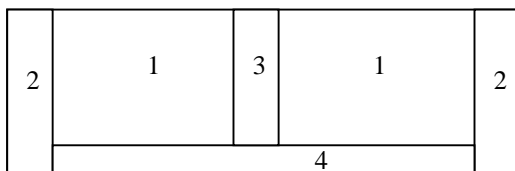
Les rapports d'inspections des sept ponts sélectionnés sont présentés dans le rapport de l'Office fédéral des routes [ROELFSTRA_00].

2.4.2.2 Ponts-cadres (6 ouvrages de l'échantillon)

Les ponts-cadres constituent la grande majorité des passages inférieurs. Ce sont principalement des structures massives avec un tablier-dalle épais en béton armé sans précontrainte. Les portées les plus fréquentes vont de 6 à 12 mètres.

Ce genre de pont se décompose en éléments structuraux et fonctionnels suivants : dalle du tablier, bordure, murs (piédroits), murs en retour ou en aile, fondations, talus, revêtement, étanchéité, joints et glissières. Les principaux dégâts observés, au cours des inspections sur les ponts avec leurs origines probables selon une subdivision en segments, sont reportés dans le tableau 2.9 pour les éléments visibles. Dans la figure 2.5, les subdivisions en segments des piédroits et de la face inférieure de la dalle de tablier sont représentées.

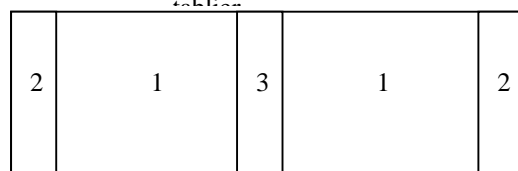
a) Face visible du piédroit



Segments types du piédroit :

- 1) Piédroit
- 2) Extrémité
- 3) Si observé, zone exposée par des coulures ou des infiltrations
- 4) Si observé, zone exposée aux éclaboussures

b) Face inférieure de la dalle du



Segments types de la face inférieure de la dalle

- 1) Face inférieure
- 2) Extrémité de la dalle
- 3) Si observé, zone exposée par des infiltrations

Figure 2.5 Segments types des piédroits et de la dalle du tablier.

Elément	Segments	Dégâts observés	Origine probable
Dalle de tablier (fig. 2.5)	Extrémités exposées aux coulures d'eau provenant de la chaussée et aux intempéries	Efflorescences, coulures, fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Défaut du système d'évacuation de l'eau et corrosion en présence de chlorures
	Zones exposées aux infiltrations suite à un défaut de l'étanchéité		
	Autres surfaces	-	-
Piédroits (fig. 2.5)	Extrémités exposées aux coulures d'eau provenant de la chaussée et aux intempéries	Efflorescences, coulures, fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Défaut du système d'évacuation de l'eau et corrosion en présence de chlorures
	Zones exposées aux infiltrations suite à un défaut de l'étanchéité		
	Bas du piédroit exposé au éclaboussures provenant du passage des véhicules sous le passage inf.	Fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Corrosion en présence de chlorures
	Autres surfaces	Fissures	Le retrait et les tassements différentiels
Murs en retour ou en aile	Subdivisés selon l'exposition observée (notamment les coulures)	Identiques aux piédroits	Identiques aux piédroits
Bordures	Subdivisées selon l'exposition observée (notamment les coulures)	Localement : fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Corrosion en présence de chlorures généralement due à un faible enrobage (moins de 10 mm), gel-dégel et retrait.
Revêtement	-	Pas observé	-
Joints	-	Détérioration (craquellement, perte d'élasticité)	Infiltration d'eau, exposition au soleil et usure
Glissières	-	Déformations, impacts et corrosion des parties métalliques telles que les vis de fixation	Collisions de véhicules et corrosion
Talus	-	Déformations mineures	Légers tassements et instabilités

Tableau 2.9 *Eléments et segments visibles des ponts-cadres avec le relevé des dégâts observés et leur origine probable.*

2.4.2.3 Ponts à béquilles (4 ponts de l'échantillon)

Les ponts à béquilles sont principalement utilisés pour les passages supérieurs. Différents types de tabliers précontraints sont utilisés : dalle évidée, section ouverte à plusieurs poutres maîtresses et section fermée. Le système statique permet de franchir avec un grand élanement les routes nationales avec une portée centrale de 25 à 40 mètres et des travées de rive de 10 à 20 mètres.

Ce genre de pont se décompose en éléments structuraux et fonctionnels de la manière suivante : tablier, bordure, béquilles avants, béquilles arrières, culées, fondations, talus, revêtement, étanchéité, joints et glissières. Les principaux dégâts observés au cours des inspections sur les ponts avec leurs origines probables selon une subdivision en segments sont reportés dans le tableau 2.10 pour les éléments visibles. Dans la figure 2.6, les subdivisions en segments de la face inférieure d'un tablier à section fermée (dalle) et à section ouverte (poutres) sont représentées.

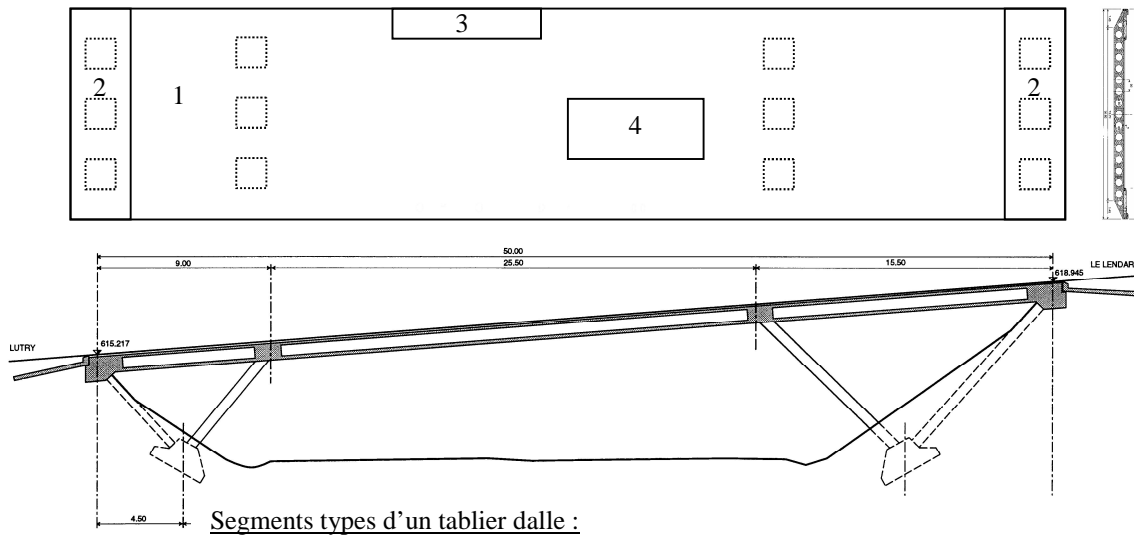
Élément	Segments	Dégâts observés	Origine probable
Tablier * (fig. 2.6)	Extrémités exposées aux coulures d'eau provenant de la chaussée à travers un joint défectueux	Efflorescences, coulures, fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Défaut du système d'évacuation de l'eau et corrosion en présence de chlorures
	Zones exposées aux infiltrations suite à un défaut de l'étanchéité		
	Zones de bord (latéral) exposées aux coulures et aux intempéries		
	Autres surfaces **	-	-
Béquilles	Zones exposées aux coulures d'eau provenant de la chaussée et aux intempéries	Localement : efflorescences, coulures, fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Défaut du système d'évacuation de l'eau et corrosion en présence de chlorures dû à un faible enrobage de certains étriers (mois de 10 mm)
	Autres surfaces		
Culées	Subdivisées selon l'exposition observée (notamment les coulures)	Efflorescences et coulures	Défaut du système d'évacuation de l'eau
Bordures	-	Localement : fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Corrosion en présence de chlorures généralement due à un faible enrobage (moins de 10 mm), gel-dégel et retrait
Joints	-	Détérioration et encrassement	Usure et évacuation de l'eau défectueux
Revêtement	-	Ornières, fissurations	Usure, gel-dégel et eau
Glissières	-	Déformations, impacts et corrosion des parties métalliques telles que les vis de fixation	Collisions de véhicules et corrosion
Talus	-	Déformations mineures	Légers tassements et instabilités

* Division entre poutres et dalle du tablier dans le cas d'une section ouverte

** Subdivision possible selon les différentes faces du tablier

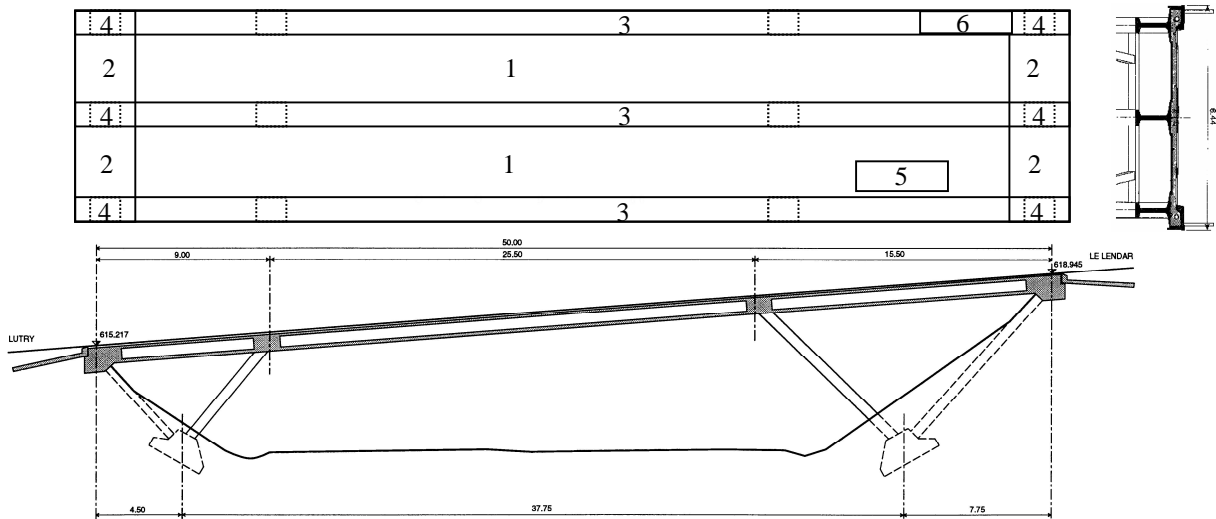
Tableau 2.10 *Éléments et segments visibles des ponts à béquilles avec le relevé des dégâts observés et leur origine probable.*

a) Face inférieure d'un tablier dalle



- 1) Face inférieure du tablier
- 2) Extrémité du tablier
- 3) Si observé, zone exposée aux coulures
- 4) Si observé, zone exposée à des infiltrations

b) Face inférieure d'un tablier à section ouverte



- 1) Face inférieure de la dalle
- 2) Extrémité de la dalle
- 3) Poutre *
- 4) Extrémité poutre *
- 5) Si observé, zone de coulures
- 6) Si observé, zone avec des infiltrations

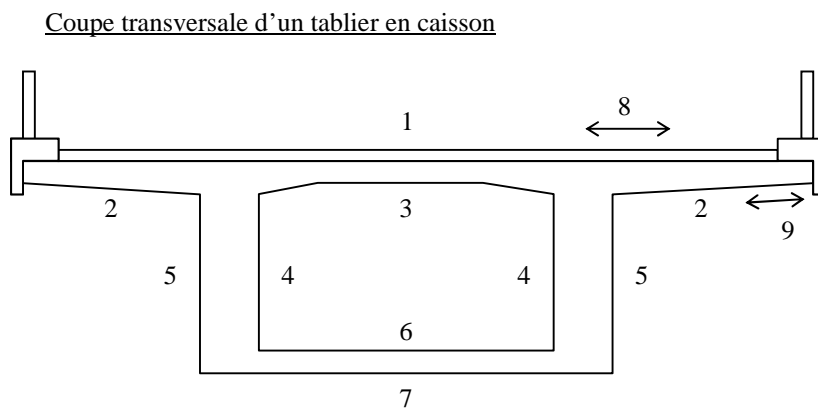
* les poutres peuvent être divisées en segments selon leurs faces (comme pour le caisson montré dans la figure 2.8)

Figure 2.6 Segments types des tabliers de ponts à béquilles.

2.4.2.4 Ponts-poutres continus (10 ponts de l'échantillon)

Les ponts-poutres continus (ponts à tablier continu) constituent la majorité des ponts autoroutiers et viaducs. Ils sont aussi utilisés pour les passages supérieurs lorsque le pont traverse plusieurs voies de communication en même temps (train et/ou autre route) ou lorsque la topographie de l'endroit empêche la construction d'un pont à béquilles (dans ce cas, une pile intermédiaire est fréquemment utilisés sur la berne centrale). Comme pour les ponts à béquilles, différents types de tabliers sont utilisés ; principalement les sections fermées avec un caisson et les sections ouvertes avec deux poutres maîtresses. Les ponts ont une précontrainte longitudinale et parfois une précontrainte transversale pour les grands porte-à-faux. En moyenne, les portées sont de l'ordre de 30 à 40 mètres avec une hauteur constante et peuvent atteindre des portées dépassant les cents mètres avec une hauteur variable.

Ce genre de pont se décompose en éléments structuraux et fonctionnels de la manière suivante : tablier, bordure, piles (piliers ou palées), culées, fondations, talus, revêtement, étanchéité, joints et glissières. Les principaux dégâts observés au cours des inspections sur les ponts avec leurs origines probables, selon une subdivision en segments, sont reportés dans le tableau 2.11 pour les éléments visibles. Dans la figure 2.7, la subdivision en segments types d'un tablier en caisson est représentée.



Segments types d'un tablier en caisson :

- 1) Face supérieure de la dalle
- 2) Face inférieure du porte-à-faux
- 3) Face inférieure de la dalle en travée
- 4) Face interne de l'âme
- 5) Face extérieure de l'âme
- 6) Face supérieure de la dalle inférieure
- 7) Face inférieure de la dalle inférieure
- 8) Si observé, zone avec des infiltrations
- 9) Si observé, zone de coulures

Figure 2.7 Segments types d'un tablier en caisson

Elément	Segments	Dégâts observés	Origine probable
Tablier	Face inférieure du porte-à-faux exposée aux coulures provenant d'un défaut de la goutte-pendante ou d'infiltrations	Efflorescences, coulures, fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Défaut du système d'évacuation de l'eau et corrosion en présence de chlorures.
	Face inférieure du porte-à-faux exposée aux coulures provenant d'un défaut de la goutte-pendante ou d'infiltrations		Le défaut de la goutte-pendante (au bord du tablier) a souvent été observé.
	Zones exposées aux infiltrations suite à un défaut de l'étanchéité.		Les pipettes de décompression utilisées pour la pose de l'étanchéité sont des voies d'infiltration sous la dalle pour l'eau qui a pénétré à travers un défaut de l'étanchéité.
	Zones d'extrémité aux joints		
	Autres surfaces *	-	-
Piles ou palées	Zones exposées aux coulures d'eau provenant de la chaussée et aux intempéries	Localement : efflorescences, coulures, fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Défaut du système d'évacuation de l'eau et corrosion en présence de chlorures dû à un faible enrobage de certains étriers (mois de 10 mm).
	Autres surfaces		
Culées	Subdivisées selon l'exposition observée (notamment les coulures)	Efflorescences et coulures	Défaut du système d'évacuation de l'eau
Bordures	-	Localement : fissuration, éclatement du béton et armatures corrodées visibles	Corrosion en présence de chlorures généralement due à un faible enrobage (moins de 10 mm), gel-dégel et retrait.
Joints	-	Détérioration, corrosion et encrassement	Usure et évacuation de l'eau défectueux
Revêtement	-	Pas observé	-
Glissières	-	Déformations, impacts et corrosion des parties métalliques telles que les vis de fixation	Collisions de véhicules et corrosion
Talus	-	Déformations mineures	Légers tassements et instabilités

* Subdivision selon les différentes faces possible comme dans la figure 2.7.

Tableau 2.11 Eléments et segments visibles des pont-poutres continus avec le relevé des dégâts observés et leur origine probable.

2.5 Mécanismes de détérioration

Les dégâts sur les ouvrages sont provoqués par des mécanismes de détérioration. L'étude des dégâts observés a permis d'identifier les mécanismes actifs sur le parc des ponts des routes nationales. Dans le tableau 2.12, les mécanismes sont répertoriés avec leurs dégâts observés, leur vitesse de propagation, les principales observations et la fréquence des mécanismes.

L'analyse des mécanismes de détérioration, de leurs dégâts, de leur vitesse de propagation et de leur fréquence, sur la base des observations faites in-situ sur l'échantillon représentatif du parc des ponts-routes, permet d'identifier la corrosion des armatures en présence des chlorures comme le mécanisme de détérioration prépondérant et déterminant. Ce phénomène est celui qui conduit le plus rapidement à la formation de dégâts significatifs nécessitant une intervention. Pour la prédiction de l'évolution de l'état, la corrosion en présence de chlorures dicte l'évolution pour la grande majorité des segments de pont.

Dans l'ensemble, le parc des ponts du réseau des routes nationales du canton de Vaud est en bon état. Généralement, les dégâts observés sont très localisés et n'engendrent pas de problèmes au niveau de la sécurité structurale, de l'aptitude au service et de la sécurité à l'exploitation (circulation).

La détérioration et l'usure des équipements (glissières, joints et système d'évacuation de l'eau), du revêtement et de l'étanchéité ont été observés sur de nombreux ponts de l'échantillon. Il est important de souligner que leur bon fonctionnement est essentiel pour garantir la durée d'utilisation de l'ouvrage, car l'exposition de la structure porteuse est dictée par l'état de l'équipement, du revêtement et de l'étanchéité. Une maintenance appropriée de ceux-ci permet d'éviter la détérioration de la structure porteuse. Ainsi, il s'agit de leur porter une attention particulière au cours des inspections et de prévoir rapidement leur entretien et leur remplacement.

Mécanisme de détérioration	Dégâts principaux	Vitesse de propagation	Observations principales	Fréquence observée
Corrosion due à la présence de chlorures	Diminution de la section de l'armature (piqûres de corrosion), fissuration, éclatement du béton d'enrobage	Rapide	De nombreux éléments sont exposés aux sels de déverglaçage et des taches de corrosion provenant de corrosion sont observables sur de nombreuses surfaces.	Tous les ponts
Corrosion due à la carbonatation	Diminution de la section de l'armature (corrosion généralisée), fissuration, éclatement du béton d'enrobage	Lente	Actuellement seuls quelques millimètres sont carbonatés.	Tous les ponts
Gel-dégel	Fissuration, écaillage, désagrégation	Rapide, souvent 1 ^{er} hiver	Sur les éléments secondaires ; notamment les bordures et ancrages de barrière. Le phénomène reste dans la plupart des cas superficiel.	Ponts avec un béton gélif
Lessivage	Dissolution, coulures et efflorescences	Lente, tend à se stabiliser	Fréquent mais généralement peu important.	Tous les ponts
Erosion	Usure de la surface du béton, écaillage, désagrégation du béton	Lente	Pas observée sur les surfaces en béton ; peu de surfaces de béton en contact avec un écoulement d'eau (les piles directement dans l'eau sont rares).	Très rare, plutôt pour le sol de fondation
Retrait	Fissuration traversante	Stabilisé après quelques mois	Dû aux déformations entravées lors de la prise du béton de grands éléments et du retrait de séchage (murs des passages inférieurs, dalle des caissons).	Sur les piédroits de ponts-cadres
	Fissuration superficielle		Fréquemment dû à une mauvaise cure.	Tous les ponts
Fluage	Déformations différées	De quelques années à plusieurs dizaines	Pas d'anomalie due au fluage observé sur les ponts de l'échantillon.	Cas particuliers
Relaxation	Perte de force de précontrainte, fissuration, augmentation des déformations	Quelques années	Pas d'anomalie due à la relaxation observée.	Cas particuliers
Fatigue	Fissuration des armatures et du béton, augmentation des déformations	Quelques années	Aucun dégât dû à la fatigue n'a été observé à ce jour. Sensible : dalle de roulement et précontrainte partielle.	Cas particuliers
Déformations imposées par tassement	Fissuration	Stabilisé après quelques années	Généralement, les tassements observés n'ont pas d'influence sur la sécurité structurale, l'aptitude au service et la durabilité.	Cas rares
Usure équipement et revêtement	Usure	Très rapide	La plupart des équipements et des revêtements montrent des signes d'usure.	Tous les ponts

Tableau 2.12 Analyse des mécanismes de détérioration.

2.6 Conclusions

En conclusion, l'approche segmentielle avec la méthode de division en segments proposée et son application à l'échantillon de ponts du parc des routes nationales suisse permet d'établir que :

- L'approche segmentielle avec la méthode de division en segments proposée est un moyen efficace pour décrire l'état du pont au niveau des inspections visuelles et de son implémentation dans un système de gestion (BMS). L'application à l'échantillon représentatif montre que l'approche segmentielle est utilisable dans la pratique et peut être intégrée dans les systèmes de gestion (BMS) en utilisant la division en éléments, la subdivision en segments et la détermination leurs propriétés.
- La perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage doivent être déterminées, par des méthodes d'auscultation non-destructives en complément aux inspections visuelles, pour établir les paramètres prédominants pour la prédiction de l'évolution de l'état (chapitre 3).
- L'ensemble du parc des ponts du réseau des routes nationales du canton de Vaud est en bon état. Seuls des dégâts locaux ont été observés qui ne mettent pas en cause la sécurité structurale, l'aptitude au service et la sécurité à l'exploitation (circulation).
- Les équipements (notamment le système d'évacuation de l'eau), le revêtement et l'étanchéité se détériorent rapidement. Une maintenance adéquate de ceux-ci permet généralement de garantir une longue durée de vie pour la structure dans son ensemble.
- Des différents mécanismes de détérioration, la corrosion en présence de chlorures de la structure en béton constitue le mécanisme de détérioration prépondérant du parc des ponts des routes nationales.

Chapitre 3

Modèle de détérioration pour la corrosion des armatures

3.1 Introduction

La corrosion en présence de chlorures a été identifiée comme le mécanisme de détérioration prépondérant pour les ponts du parc des ouvrages des routes nationales. Ainsi, le but de ce chapitre est d'établir un modèle de détérioration de la corrosion en présence de chlorures qui tient compte des phénomènes physiques et chimiques.

Le phénomène de la corrosion des armatures est expliqué dans le chapitre 3.2. La chimie du mécanisme de corrosion en présence de chlorures, l'influence de la carbonatation ainsi que la détérioration au niveau de la surface du béton et de la structure sont décrits. L'application aux ponts-routes est faite avec une approche probabiliste présentée dans la figure 3.1. La modélisation de la détérioration de la corrosion en présence de chlorures se déroule en trois étapes :

- Un modèle numérique de pénétration des ions chlorures est développé dans le chapitre 3.3 pour une exposition réelle aux ions de chlorures provenant du sel de déverglaçage répandu sur les routes. Le modèle est spécialement développé pour simuler une exposition à des variations d'humidité et de teneur en chlorures de l'eau. Le modèle est calibré avec des mesures et des essais tirés de la littérature. La pénétration des ions chlorures est simulée avec les trois classes de perméabilité de béton d'enrobage et les trois types d'exposition définis dans le chapitre 2.2 pour les ponts-routes.
- La corrosion commence au moment où les armatures sont dépassivées. Ce phénomène se produit lorsqu'un taux critique est atteint au niveau des armatures. Dans le chapitre 3.4, la probabilité d'initiation (figure 3.1) est déterminée en fonction de la teneur en chlorures sur la base de recherches dans la littérature et appliquée aux simulations de pénétrations obtenues avec le modèle de pénétration des ions chlorures pour les ponts-routes.
- La propagation de la corrosion, c'est-à-dire la perte de section des armatures, est discutée dans le chapitre 3.5. Plusieurs modèles et mesures de pertes de sections trouvés dans la littérature sont analysés pour établir une table de vitesses de propagation de la corrosion en fonction de la perméabilité du béton d'enrobage et de son exposition. Ces valeurs serviront de base à l'établissement de la simulation de la dégradation du chapitre 4 et des scénarios de ruine du chapitre 5.

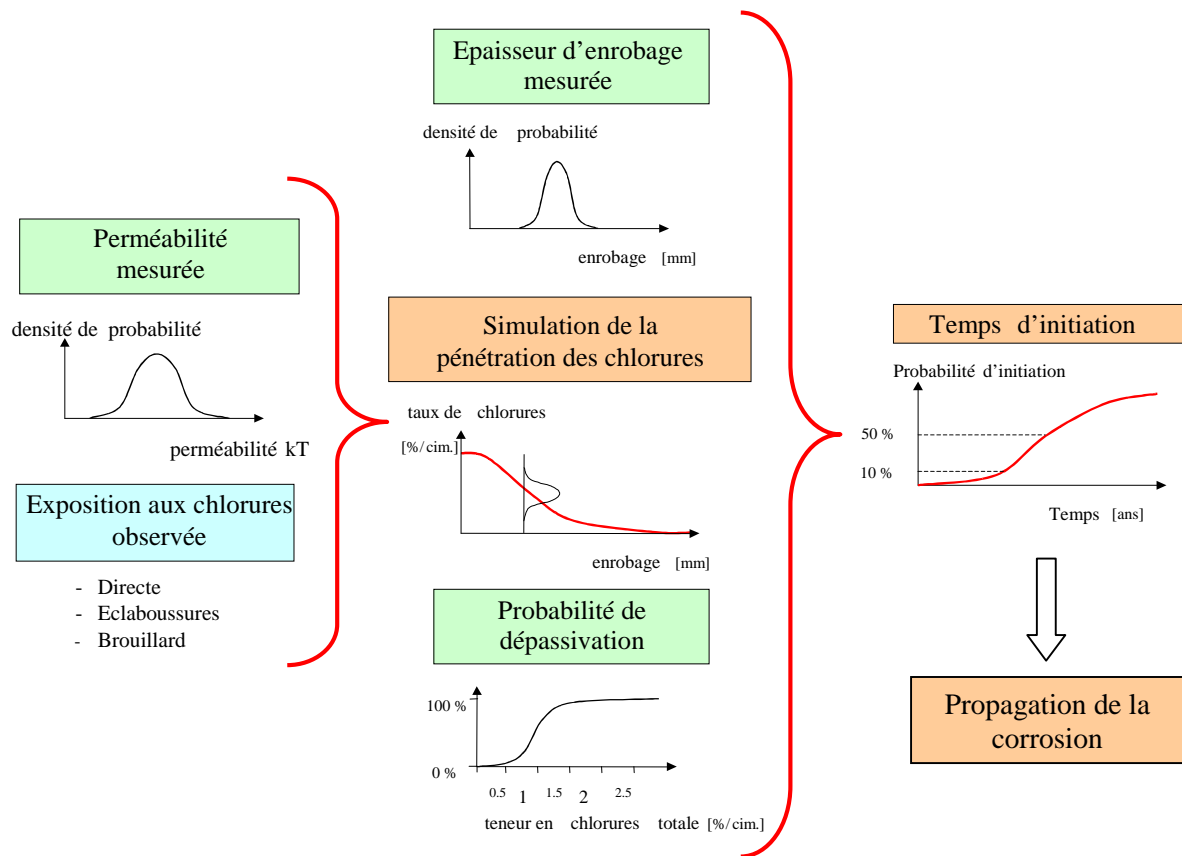


Figure 3.1 Approche probabiliste de la détérioration utilisée pour l'application du modèle développé aux ponts-routes.

3.2 Corrosion des armatures

3.2.1 Phénomène

L'acier des barres d'armature et de la précontrainte est protégé de la corrosion à l'intérieur du béton. D'une part, la présence d'ions hydroxydes (OH^-) suite à la réaction de prise du ciment crée un environnement basique qui empêche la corrosion des barres d'armatures se propage. Un micro-film (environ 10 nm) d'oxyde de fer se forme à la surface de l'armature et crée une couche passive à l'interface entre l'acier et le béton [BREIT_97 et GONZALEZ_96]. L'action protectrice de cette couche est essentiellement d'ordre électrochimique est garantie par l'environnement basique (pH 13-14). D'autre part, l'enrobage de béton crée une barrière qui retient l'eau et l'oxygène, car, pour que la corrosion commence, trois conditions doivent être remplies (figure 3.2) :

- 1) La présence d'un électrolyte (par ex. de l'eau).
- 2) La présence d'oxygène.
- 3) La couche passivée doit être rompue (dépassivation). La rupture de la couche passive peut être due à la carbonatation du béton ou à la présence d'ions chlorures.

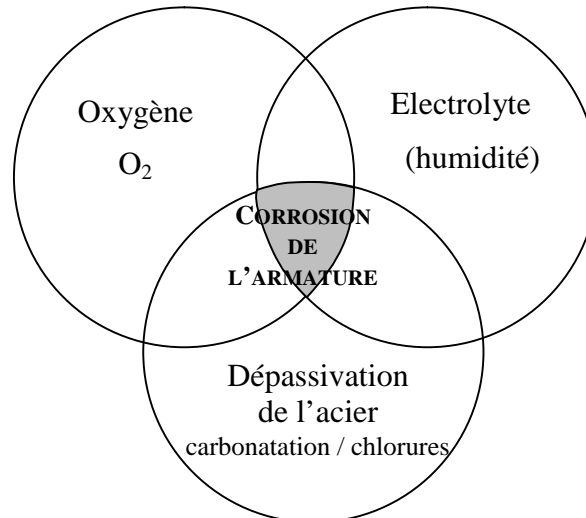


Figure 3.2 Actions influençant la corrosion des armatures [JUNGWIRTH_86].

Le mécanisme de corrosion se décompose en deux phases distinctes représentées à la figure 3.3 :

- 1) La phase d'initiation : la teneur en ions chlorures augmente jusqu'à atteindre un taux de chlorures critiques qui initie la corrosion.
- 2) La phase de propagation : la corrosion de la barre d'armature se propage.

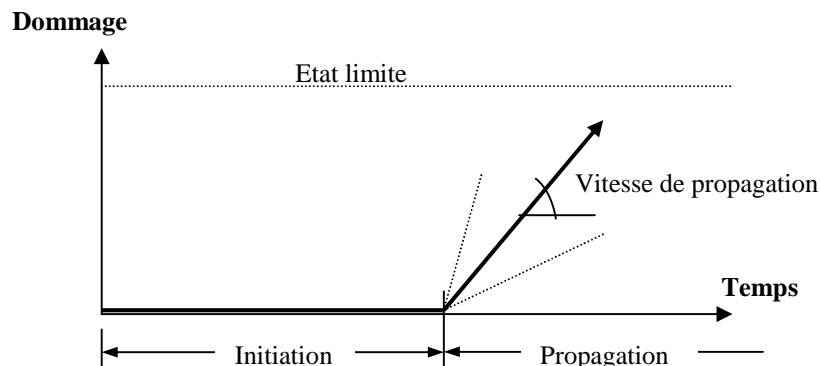
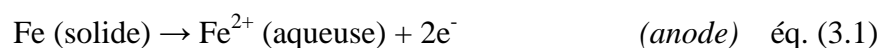


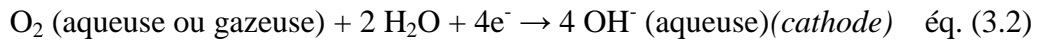
Figure 3.3 Phases de la corrosion de l'armature en présence de chlorures [TUUTTI_82].

3.2.2 Corrosion en présence de chlorures

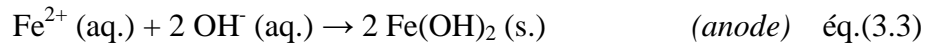
L'épandage de sel de déverglaçage sur les routes en hiver, notamment du chlorure de sodium NaCl par froids ordinaires et du chlorure de calcium CaCl₂ par grands froids, met la surface du béton de la structure en contact avec des ions chlorures (Cl⁻) dissous dans l'eau. Ceux-ci pénètrent dans le béton d'enrobage (chapitre 3.3) et leur présence diminue le pH de l'environnement de la barre d'armature. Lorsqu'un certain taux d'ions chlorures est atteint, appelé taux critique, la couche passivée devient instable, c'est-à-dire que la corrosion des barres d'armature peut commencer (figure 3.2). Au niveau de la barre d'armature (figure 3.4), une anode se forme par la réaction d'oxydation de l'acier qui est dissous :



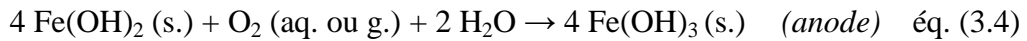
Les électrons produits par la réaction d'oxydation sont transportés par la barre d'armature et il se forme une cathode, où la réduction de l'oxygène (dissous ou gazeux) conduit à la formation d'ions d'hydroxyde par consommation des électrons formés à l'anode :



Un champ de potentiel électrique se forme entre l'anode et la cathode. Le fer dissout à l'anode réagit avec l'hydroxyde pour former de l'hydroxyde de fer :



A partir de l'hydroxyde de fer, peuvent se former différents produits de la corrosion comme la « rouille rouge hydratée » Fe(OH)_3 par réaction avec l'oxygène et l'eau :



et la « rouille rouge » par réaction avec l'eau si moins d'oxygène est présent :

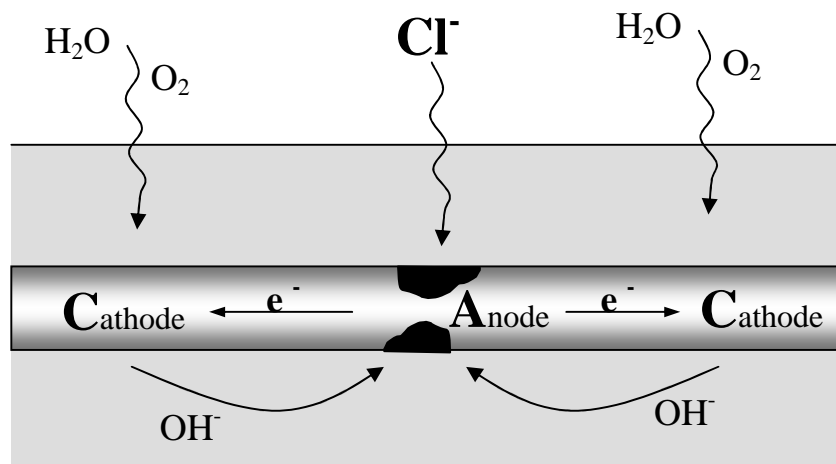
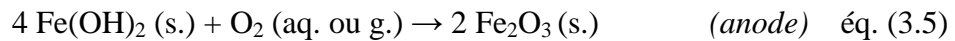


Figure 3.4 Corrosion de l'armature en présence de chlorures.

L'anode se forme en principe à l'endroit où la concentration des chlorures est la plus élevée, dans le cas d'un milieu homogène. Etant donné la grande disparité des propriétés des matériaux et les défauts locaux possibles, la localisation de l'anode n'est pas aussi précise et a donc un caractère plutôt aléatoire. En présence de fissuration, l'anode aura une forte tendance à se localiser au niveau de la fissure. Selon [KELLER_91], le croisement d'armatures est aussi un endroit préférentiel pour la formation de l'anode.

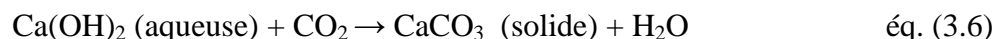
La cathode est généralement constituée par une zone autour de l'anode où sont consommés les électrons produits par l'oxydation du fer à l'anode et transmis par l'armature. La cathode a tendance à se localiser aux endroits avec une teneur en oxygène élevée et/ou avec une faible teneur en ions hydroxydes. Une dynamique s'installe entre les électrons produits à l'anode (équation 3.1) consommés à la cathode et les ions hydroxyde produits à la cathode. Cependant, il n'est pas nécessaire que les ions hydroxydes proviennent de la cathode pour entretenir la réaction à l'anode, car les ions hydroxydes sont présents dans le béton.

3.2.3 Carbonatation

La carbonatation du béton a une influence sur la corrosion en présence des chlorures qui est traitée dans le chapitre 3.4. Le mécanisme de corrosion en présence de chlorures a été identifié comme prépondérant dans le chapitre 2.5 par rapport aux autres mécanismes et notamment à la corrosion due à la carbonatation. Ceci s'explique par le fait que la corrosion due à la carbonatation est un phénomène plus lent que la corrosion en présence de

chlorures, car : (1) il s'agit d'une corrosion généralisée et (2) la progression du front de carbonatation est moins rapide que la pénétration des ions chlorures. Les observations faites in-situ, sur l'échantillon des ponts-routes (chapitre 2.4.2) et sur divers éléments prélevés, montrent que le front de carbonatation a seulement pénétré de quelques millimètres après plusieurs dizaines d'années.

La carbonatation du béton est le résultat de la pénétration de gaz carbonique et d'eau dans le béton. L'hydroxyde de calcium dissout ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) réagit avec le gaz carbonique (CO_2) en présence d'eau pour former du carbonate de calcium (CaCO_3) sous forme solide :



Par la progression de la carbonatation, le pH de l'eau contenue dans les pores du béton diminue et tombe en dessous de 10. Avec une telle valeur de pH, l'armature est dépassivée et les réactions de corrosion de l'armature peuvent avoir lieu. La progression du front de carbonatation est notamment influencée par la teneur en eau du béton, car le gaz carbonique pénètre sous forme gazeuse et le remplissage des pores par l'eau obstrue le passage des gaz. La formation et le dépôt du carbonate de calcium n'altère pas le béton en lui-même. Le CaCO_3 crée un jointage des agrégats améliorant la résistance et diminuant la perméabilité du béton.

La modélisation de la progression du front de progression est souvent faite de manière simplifiée par les lois de la diffusion (lois de Fick). Pour une exposition constante, ainsi que pour un coefficient de carbonatation D constant dans le temps et dans l'espace, l'équation 3.7 donne une solution exacte de la profondeur de carbonatation x en fonction du temps t :

$$x = D \cdot \sqrt{t} \quad \text{éq. (3.7)}$$

La solution ne tient pas compte de l'exposition réelle de la structure (variation de la teneur en eau et de la température). Cependant, l'établissement d'un coefficient de diffusion, à partir d'observations expérimentales ou faites in-situ, permet d'établir un pronostic simple et empirique de l'évolution de la propagation du front de carbonatation qui est largement utilisé.

3.2.4 Détérioration

La corrosion des armatures génère une détérioration à deux niveaux :

- Au niveau de la **surface du béton**, les dégâts provoqués par la corrosion des armatures sont dus aux pressions internes. Ces dernières sont créées par l'augmentation de volume provenant de la formation des produits de la corrosion (rouille) dans le cas de la corrosion généralisée, ce qui n'est pas forcément le cas avec des piqûres localisées de corrosion. L'apparition des dégâts suit généralement l'évolution suivante :
 - apparition de taches de rouille à la surface provenant du transport des produits de la corrosion par l'eau.
 - formation de fissures au niveau de l'armature qui se propagent jusqu'à la surface du béton.
 - éclatement et désagrégation du béton d'enrobage. Les barres d'armatures corrodées sont mises à nu.
- Au niveau du **comportement de la structure**, la corrosion des armatures est le mécanisme qui a la plus grande influence parmi les mécanismes de détérioration identifiés (chapitre 2.5). La perte de section des armatures modifie la sécurité

structurale et l'aptitude au service, car les armatures reprennent toutes les tractions dans le béton. La perte de section des armatures peut entraîner :

- une diminution de la sécurité structurale pouvant conduire à la ruine de la structure comme dans le cas des scénarios de ruine décrit dans le chapitre 5.
- une augmentation des déformations par la diminution de l'effort de précontrainte et une diminution de la rigidité des sections.
- une fissuration par l'augmentation des efforts dans les barres d'armatures intactes ou par la perte de l'effort normal de précontrainte.

3.3 Pénétration des chlorures

3.3.1 Général

Le transport des chlorures dissous dans l'eau est un phénomène complexe. Le béton est un matériau hétérogène poreux avec une saturation en eau variable. Les mécanismes de transport dans le béton font intervenir les forces physiques de gravité, de tension superficielle et électromagnétiques d'une part et les réactions chimiques d'autre part. Dans le béton, les ions chlorures sont transportés avant tout :

- **par l'eau** : les ions chlorures dissous sont entraînés par les mouvements de l'eau
- **par la diffusion** : les ions chlorures se déplacent dans l'eau pour égaliser le gradient de concentration.

Dans le cadre de cette recherche, un modèle spécifique est développé pour simuler les conditions d'exposition réelles (cycles d'humidité et de teneur en chlorures de l'eau) en tenant compte de la perméabilité du béton d'enrobage.

De nombreuses recherches sur l'évolution des structures utilisent une approximation par la modélisation de la pénétration des chlorures par la solution de l'équation de la diffusion sous une exposition constante (chapitre 3.3.3.3) qui ne tient pas compte des phénomènes réels. Dans le cadre de cette recherche, un modèle spécifique est développé pour simuler les conditions d'exposition réelles (cycles d'humidité et de teneur en chlorures de l'eau) en tenant compte de la perméabilité du béton d'enrobage.

3.3.2 Transport de l'eau

3.3.2.1 Introduction

Le transport de l'eau dans le béton s'effectue par divers mécanismes de transport en fonction de la teneur en eau dans le béton et des conditions de bord [JOHANNESON_98, JANZ_97 et OBERBECK_95].

Pour un béton très sec (humidité relative < 25-40 %) avec des surfaces de pores complètement sèches, une couche de molécules d'eau diffusée par vapeur d'eau vient se fixer à la surface des pores pour former des couches d'eau liées [ROSE_65]. Avec une teneur en eau croissante, ce phénomène de fixation de la vapeur d'eau à la surface des pores crée une superposition de couches, qui forment des ménisques liquides (figure 3.5).

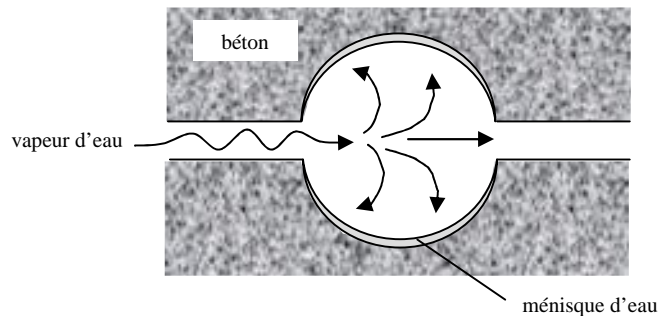


Figure 3.5 Formation de ménisques dans le béton très sec sur la surface des pores.

Lorsque la surface des pores est recouverte de ménisques d'eau et que la pression de vapeur de l'eau est suffisante à l'intérieur des pores (plus de 40%), il se produit la condensation capillaire de l'eau. Ce dernier phénomène est la conséquence de la formation de surfaces courbes dans les pores de différents diamètres qui sont maintenues en équilibre par la tension superficielle et la pression hydrostatique appelée pression capillaire (figure 3.6).

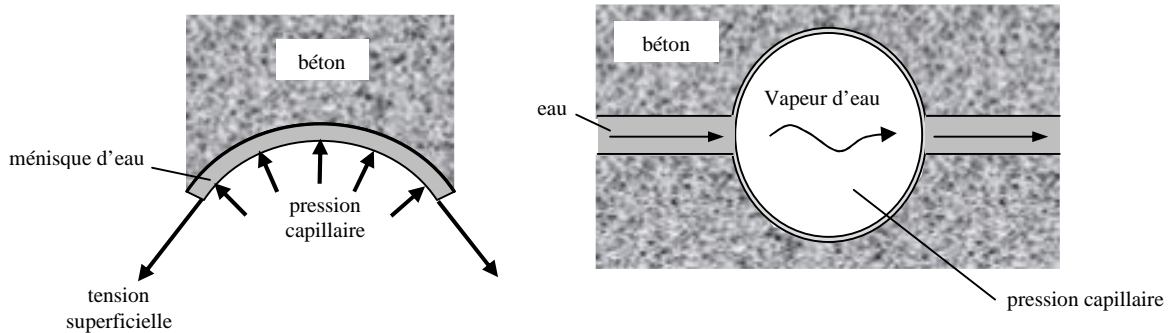


Figure 3.6 Equilibre et condensation capillaire de l'eau.

Pour une humidité relative au-dessus de 40%, la condensation capillaire est un phénomène plus important que la fixation d'eau à la surface des pores. Par l'augmentation de l'épaisseur des ménisques d'eau dans les pores, de plus en plus d'eau est sous forme liquide (libre) et n'est plus liée à la surface. Ainsi, le transport de l'eau se fait de plus en plus sous forme liquide par rapport à la diffusion de la vapeur d'eau (figure 3.6).

La relation entre la teneur en eau du béton (saturation) et l'humidité relative de l'air est représentée à la figure 3.7 pour l'adsorption (augmentation de la quantité d'eau) et la désorption (séchage). Cette relation représente l'équilibre, qui règne entre l'eau sous forme liquide et sous forme gazeuse contenue dans le béton. Cette relation diffère selon le sens du transport [BAZANT_71&86 et utilisé par SAETTA_93].

Les phénomènes de transport de l'eau, décrits jusqu'ici, font appel au transport par diffusion de la vapeur d'eau. Lorsque la surface du béton est exposée à de l'eau sous forme liquide, il se produit le phénomène de succion (adsorption) capillaire. L'énergie libre (énergie interne moins la température fois l'entropie) de l'eau contenue dans les pores est plus faible que celle de l'eau extérieure et un écoulement de l'eau tend à équilibrer cette différence (figure 3.8). La moindre énergie libre de l'eau contenue dans les pores est la conséquence des surfaces courbes entre les phases liquides et de vapeur.

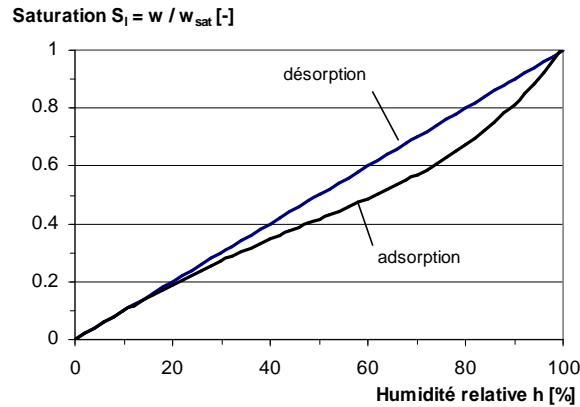


Figure 3.7 Saturation en fonction de l'humidité pour l'adsorption et de désorption selon [BAZANT_71&86] et utilisé par [SAETTA_93]

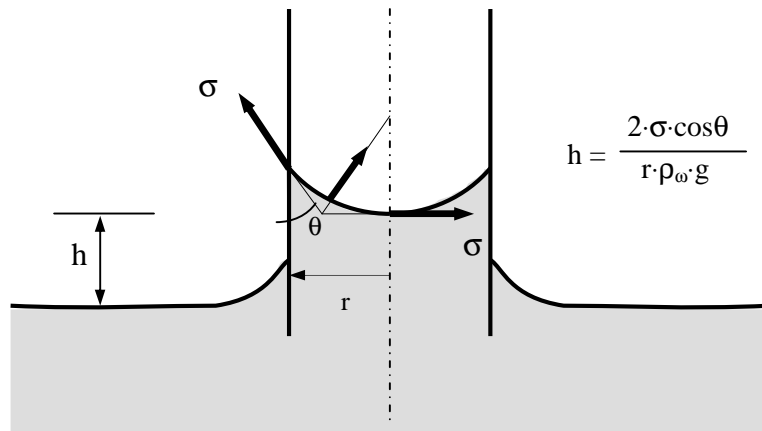


Figure 3.8 Phénomène d'adsorption capillaire

La distribution des pores a une large influence sur l'adsorption capillaire. Johannesson a montré que c'est d'abord le système formé par les grands pores reliés entre eux qui se remplit, puis ensuite les petits pores à partir des grands pores par diffusion [JOHANNESSON_98]. Dans le cas du séchage, l'eau quitte tout d'abord les grands pores par évaporation (diffusion de vapeur) avant que les petits pores ne s'assèchent.

En résumé, l'eau contenue dans un béton non saturé tel qu'on le trouve pour une exposition aux conditions climatiques et météorologiques des ponts routes, se trouve sous diverses formes : fixée à la surface des parois des pores, sous forme liquide dans les petits pores et sous forme liquide et de vapeur d'eau dans les grands pores. Les mécanismes de transport sont d'une part la succion capillaire et d'autre part la diffusion de vapeur.

3.3.2.2 Modélisation

Plusieurs modèles complexes existent pour simuler le transport de l'eau en intégrant la fixation de l'eau à la surface des pores, la condensation capillaire, la succion capillaire, la phase liquide et la phase gazeuse de l'eau [JANZ_97, JOHANNESSON_98, LUNK_98, OBERBECK_95 et TANG_96]. Dans le cadre de ce travail, la modélisation du transport de l'eau est simplifiée par un modèle de diffusion, mais en tenant compte de l'adsorption capillaire, de la diffusion de vapeur et de deux types d'exposition :

- D'une part, pour une exposition à un air environnant avec une humidité relative inférieure à 100%, le transport de l'eau sous forme gazeuse (vapeur) est modélisé pour l'adsorption et la désorption (séchage) par les équations de la diffusion (lois de Fick). Le coefficient de diffusion dépend de la température qui influence grandement la pression de vapeur et le transport de la vapeur (chapitre 3.4.2.3).
- D'autre part, pour une exposition à de l'eau liquide, l'adsorption capillaire. Celle-ci est régie par d'autres équations que celles de la diffusion. Cependant, dans le cadre de ce travail, elle est modélisée par la diffusion en faisant varier le coefficient de diffusion sur l'épaisseur du béton (chapitre 3.3.2.5). La distribution du coefficient sur l'épaisseur sera calibrée afin d'obtenir des simulations similaires pour les variations d'humidité considérées ; les durées de variation à la surface relativement courtes (de quelques heures à quelques jours) et une humidité relative élevée (plus de 50% la plupart du temps).

La fixation de l'eau à la surface des pores n'est pas considérée dans le cadre de ce travail, car elle n'a qu'un rôle pour des teneurs en eau faibles qui sont largement dépassées pour les expositions climatiques des ponts-routes (humidité relative > 50%).

La distinction entre l'eau capillaire et l'eau totale, telle qu'elle est décrite par Johannesson et Lunk n'est pas considérée [JOHANNESSON_98 et LUNK_98]. En effet, dans les phénomènes cycliques impliquant la succion capillaire, seul l'eau capillaire contenue dans les grands pores a la possibilité de s'évaporer avant le début du prochain cycle, étant donné que l'eau contenue dans les petits pores ne peut se déplacer que lorsque l'eau libre a quitté les pores capillaires.

3.3.2.3 Modèle de diffusion

Le modèle de transport, basé sur la deuxième loi de Fick (équation 3.8), décrit le transport de l'eau par la diffusion de la masse d'eau. Le flux d'eau J_w est proportionnel au gradient de la teneur en eau dw/dx .

$$J_w = -D_w \cdot \frac{dw}{dx} \quad \text{éq. (3.8)}$$

Le coefficient de diffusion de l'eau D_w varie en fonction de l'humidité h du béton pour tenir compte des différents mécanismes de transport (équation 3.9) [BAZANT_71&86] selon l'équation 3.9 :

$$D_w = D_{100\%} \cdot \left(a_0 + \frac{1-a_0}{1 + \left(\frac{1-h}{1-h_c} \right)^4} \right) \quad \text{éq. (3.9)}$$

où h_c est l'humidité à laquelle le coefficient de diffusion diminue de moitié entre le maximum et le minimum. Le coefficient a_0 représente le rapport entre $D_{0\%}$ et $D_{100\%}$. Dans le cadre de cette recherche, en se basant sur la recherche de [BAZANT_86], les valeurs suivantes ont été utilisées : $a_0 = 0.05$ et $h_c = 0.75$ (figure 3.9). D'autres recherches ont montré diverses relations similaires entre l'humidité relative et le coefficient de diffusion (notamment [LUNK_98]).

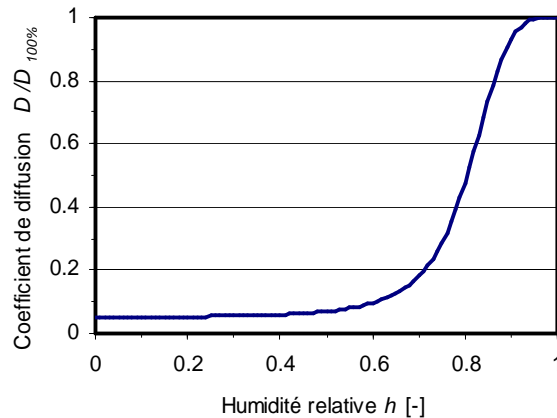


Figure 3.9 Relation entre le coefficient de diffusion et l'humidité relative ($a_0 = 0.05$ et $h_c = 0.75$) selon [BAZANT_71&86].

L'humidité relative est liée à la teneur en eau (saturation) selon les relations suivantes pour l'adsorption et la désorption (figure 3.7, équations 3.10 et 3.11) [BAZANT_71&86 et SAETTA_93]:

$$w = w_{sat} \cdot h \quad \text{désorption \quad \text{éq. (3.10)}$$

$$w = w_{sat} \cdot h (1.16 \cdot h^3 - 1.05 \cdot h^2 - 0.11 \cdot h + 1) \quad \text{adsorption \quad \text{éq. (3.11)}$$

où w est la teneur en eau en kg/m^3 , w_{sat} est la teneur en eau évaporable et où h est l'humidité relative.

3.3.2.4 Coefficient de diffusion

Pour une exposition aux conditions extérieures qui exclut le contact avec de l'eau sous forme liquide, le transport de l'eau s'effectue par condensation capillaire et diffusion de la vapeur. Il s'agit de l'adsorption pour une humidité relative de l'air extérieur inférieure à 100% et de la désorption (séchage). Le coefficient de diffusion, pour les classes de perméabilité des bétons d'enrobage décrite au chapitre 2.2.1, est indiqué dans la tableau 3.2. Ces valeurs ont été établies d'après des essais effectués sur des bétons équivalents obtenus dans la littérature [DELAGRAVE_96, DHIR_93, HALAMICKOVA_95] et celles employées dans les différents modèles de transport [JANZ_97, JOHANESSON_98, LUNK_98, OBERBECK_95 et TANG_96].

Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Coefficient de diffusion $D_w [10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}]$
A	60
B	130
C	200

Tableau 3.2 Coefficients de diffusion de la vapeur d'eau.

Le transport de l'eau, qui se fait principalement sous forme gazeuse à ce stade, est fortement influencé par la température. Le coefficient de diffusion est lié à la température par la relation :

$$D_{wT} = D_w \cdot e^{\frac{E}{R_w} \left(\frac{1}{T_0} - \frac{1}{T} \right)} \quad \text{éq. (3.12)}$$

où E est l'énergie d'activation (énergie minimale nécessaire qui permet le passage d'un stade à l'autre), R_w la constante du gaz, T_o est la température à laquelle D_w a été déterminée et T la température à laquelle le coefficient de diffusion D_{wT} est calculé selon [SAETTA_93 et TANG_96].

3.3.2.5 Adsorption capillaire

Comme exposé au chapitre 3.3.3.2, le transport de l'eau est modélisé dans le cadre de ce travail par les lois de Fick pour la simplicité de la simulation numérique. Etant donné que ces lois ne sont pas des équations exactes pour le phénomène d'adsorption capillaire (mais celles de la diffusion), une relation est étudiée entre le coefficient de diffusion et l'adsorption capillaire dans ce sous-chapitre. Sur la base de résultats d'essais et de simulations avec des modèles complexes trouvés dans la littérature [JANZ_97, JOHANNESSON_98, LUNK_98, OBERBECK_95 et TANG_96], une variation du coefficient de diffusion en fonction de l'épaisseur d'enrobage est définie. La comparaison des résultats des simulations, obtenues avec le modèle développé avec les essais et les modèles plus complexes, permet de valider la définition de la variation du coefficient pour des variations d'humidité spécifiques à l'exposition des ponts-routes ; des cycles relativement courts (quelques dizaines d'heures au maximum) et une humidité relative de l'air élevée (plus de 50% la plupart du temps). Ainsi les simulations donnent des résultats similaires et permettent de tenir compte de l'adsorption capillaire.

Coefficient d'adsorption

Les essais d'adsorption capillaire effectués sur le béton ont établi que le phénomène peut être décrit par la relation suivante :

$$m = A \cdot \sqrt{t} \quad \text{éq. (3.13)}$$

où m est la masse d'eau adsorbée et A le coefficient d'adsorption capillaire. Cependant, les essais d'adsorption capillaire ont aussi montré que la relation avec \sqrt{t} n'est pas exacte, mais que la loi se rapproche plutôt d'une puissance 0.24 à 0.47 [LUNK_98]. Néanmoins, pour des durées d'exposition courtes, la relation avec \sqrt{t} est suffisante et fréquemment utilisée pour décrire le coefficient d'adsorption capillaire. Pour la description de l'adsorption à long terme, la puissance de la relation varie dans le temps, ce qui indique bien qu'à long terme et en profondeur dans le béton, le transport s'effectue progressivement par diffusion de vapeur d'eau.

Le coefficient d'adsorption est lié à la teneur en eau du béton. La recherche menée par Lunk [LUNK_98] a conduit à exprimer le coefficient d'adsorption en fonction de la saturation initiale de l'échantillon $S_{l,ini}$, de la saturation maximale $S_{l,max}$, du coefficient de transport K_{ad} , de la porosité e , de la densité r_l et de la viscosité dynamique h_{al} :

$$A = \frac{r_l}{h_{al}} \left[e \int_{S_{l,ini}}^{S_{l,max}} (1 - 2S_{l,ini}) K_{ad} dS_l \right] \quad \text{éq. (3.14)}$$

Les recherches de Hall [HALL_89], sur des mortiers et des bétons, ont montré une relation exponentielle entre le coefficient de transport et la saturation en eau :

$$K_{ad}(S_l) = K_{o,ad} \cdot \exp(b_{ad} \cdot S_l) \quad \text{éq. (3.15)}$$

En effectuant une intégrale de l'équation 3.14 en incluant la relation 3.15, il est possible de déterminer le coefficient d'adsorption d'un béton initialement partiellement saturé à partir d'un essai d'adsorption sur un échantillon séché (figure 3.10 et tableau 3.3).

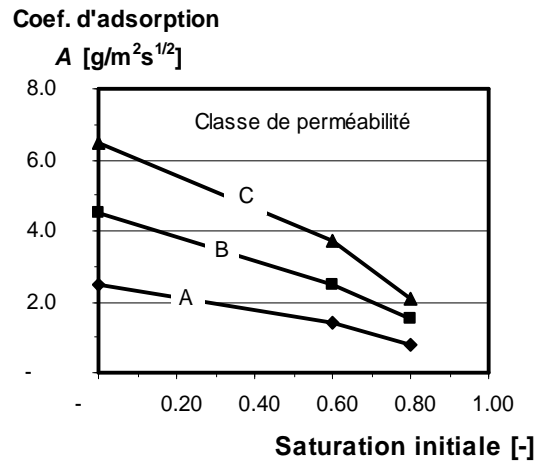


Figure 3.10 Coefficients d'adsorption calculés (équations 3.14 et 3.15) en fonction de la saturation initiale pour les trois qualités de béton d'enrobage.

Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Coefficient d'adsorption A [g/m ² s ^{1/2}]		
	Saturation initiale du béton $S_{l,in}$		
	0 %	60 %	80 %
A	2.5	1.4	0.8
B	4.5	2.5	1.5
C	6.5	3.7	2.1

Tableau 3.3 Coefficients d'adsorption des bétons d'enrobage en fonction de la saturation initiale du béton (0%, 60% et 80%).

Cette relation est confirmée par les recherches de Janz [JANZ_97], qui montrent une diminution du coefficient d'adsorption en fonction de la teneur en eau initiale w_{in} (figure 3.11).

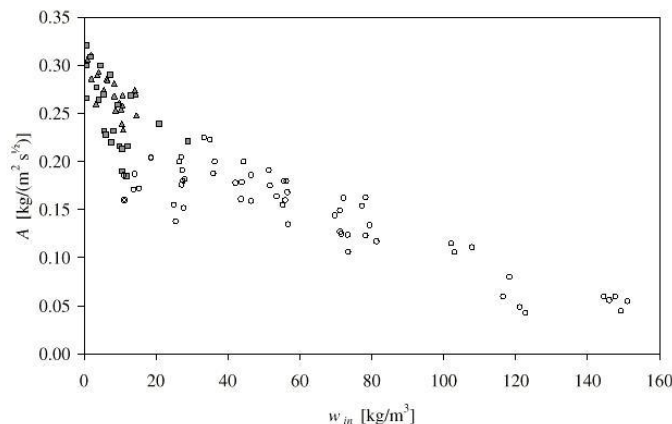


Figure 3.11 Coefficient d'adsorption A, mesurés expérimentalement [JANZ_97] en fonction de la teneur en eau initiale $w_{i,n}$.

Coefficient de diffusion uniforme

La simulation de l'adsorption capillaire obtenue avec le modèle de diffusion, en prenant un coefficient uniforme sur l'épaisseur du béton et une saturation initiale de 60% ($w_{in}/w_{max}=0.60$), conduit à une relation entre le coefficient de diffusion et le coefficient d'adsorption à 24 heures représenté à la figure 3.12 et dans le tableau 3.4. La saturation de 60% correspond à la valeur minimale de la saturation du béton pour les expositions climatiques telles que les conditions suisses considérées dans le cadre de ce travail (chapitre 3.3.4).

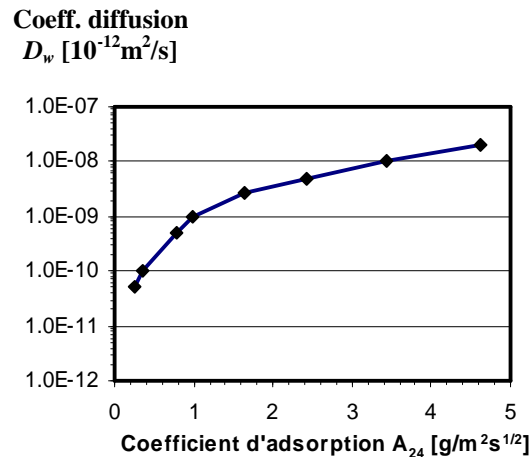


Figure 3.12 Coefficients de diffusion uniformes en fonction du coefficient d'adsorption à 24h pour une saturation initiale de 60%.

Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Coefficient d'adsorption A_{24h} [$\text{g}/\text{m}^2\text{s}^{1/2}$]	Coefficient de diffusion $D_{w,uniforme}$ [$10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$]
A	1.4	2'800
B	2.5	5'300
C	3.7	12'000

Tableau 3.4 Coefficients de diffusion en fonction des coefficients d'adsorption à 24h avec une saturation initiale de 60% pour les classes de perméabilité du béton d'enrobage.

Les coefficients de diffusion uniformes trouvés (tableau 3.4) sont très élevés. Ils n'ont de sens que dans les premiers millimètres du béton, où la porosité du béton est plus importante. Les simulations d'adsorption avec le modèle et un coefficient uniforme ne sont pas exactes. L'adsorption d'eau à long terme (plus de 24 h) est surestimée et l'adsorption à court terme (moins de 24 h) est sous-estimée. Il est donc nécessaire d'établir une hypothèse de diminution du coefficient de diffusion en fonction de l'épaisseur.

Coefficient de diffusion variable en fonction de l'épaisseur

Comme montré ci-dessus, l'utilisation d'un coefficient de diffusion uniforme n'est pas adéquate pour modéliser l'adsorption capillaire. Il est donc nécessaire d'établir une variation du coefficient de diffusion en fonction de l'épaisseur.

Dans le cadre de ce travail, l'hypothèse est faite que la valeur du coefficient de diffusion est le double du coefficient uniforme obtenu précédemment (tableau 3.4). Cette valeur diminue de manière « linéaire logarithmique » jusqu'à une profondeur égale au double de la profondeur atteinte par le front de l'eau au bout de 24 heures (figure 3.13).

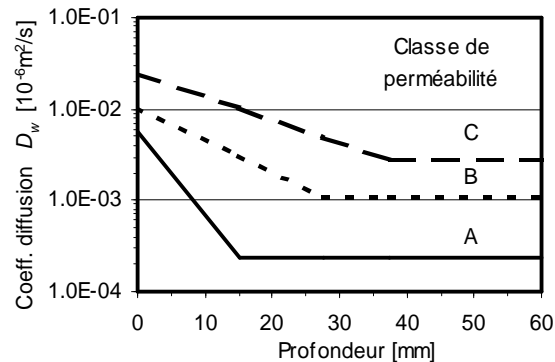
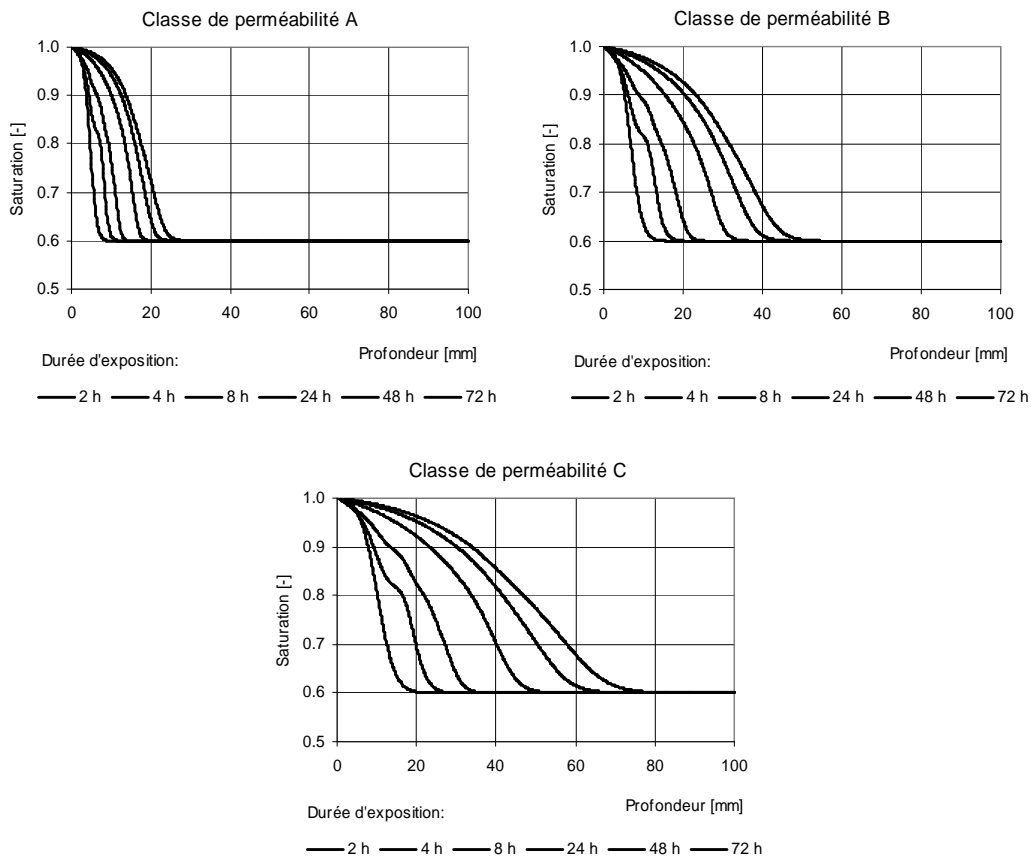


Figure 3.13 Coefficient de diffusion en fonction de la profondeur pour les trois classes de perméabilité de béton d'enrobage.



Figures 3.14 Simulations d'essais d'adsorption avec un échantillon saturé initialement à 60% pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage.

Des essais d'adsorption capillaire sont simulés, avec le modèle développé, en prenant un béton saturé initialement à 60% et un coefficient de diffusion variable. Les profils de saturation obtenus sont représentés dans la figure 3.14. A partir des résultats des simulations, la masse adsorbée ainsi que le coefficient d'adsorption correspondant sont déterminés (figure 3.15 et 3.16). Les résultats obtenus montre que :

- Le coefficient d'adsorption à 24 heures, qui sert de référence, est identique à celui obtenu à partir d'une simulation avec un coefficient de diffusion uniforme (tableau 3.4).
- Les profils de pénétration de l'eau obtenus sont similaires à ceux obtenus avec des modèles plus complexes (notamment [LUNK_98]) et à des profils d'essais d'adsorption pour les durées d'exposition des ponts-routes (quelques dizaines d'heures au maximum).
- Les simulations à court terme (moins de 24 heures) et à long terme (plus de 24 heures) sont améliorées par rapport à l'utilisation d'un coefficient uniforme. Il n'y a plus de surestimation ni de sous-estimation parasite en fonction du temps d'exposition de l'adsorption.
- L'évolution dans le temps de la pénétration de l'eau est similaire au comportement observé dans les essais. La figure 3.15 montre que le coefficient d'adsorption varie en fonction du temps pour la simulation des essais d'adsorption. Ceci indique une déviation de la puissance \sqrt{t} telle qu'elle a notamment été relevée par Lunk [LUNK_98].

Ainsi, l'hypothèse de la variation du coefficient de diffusion permet de modéliser l'adsorption capillaire par un modèle de diffusion. Les résultats obtenus sont similaires à ceux obtenus avec des modèles plus complexes et avec des résultats d'essais, pour des variations d'humidité spécifiques à l'exposition des ponts-routes ; des cycles relativement courts (quelques dizaines d'heures au maximum) et une humidité relative de l'air élevée (plus de 50% la plupart du temps).

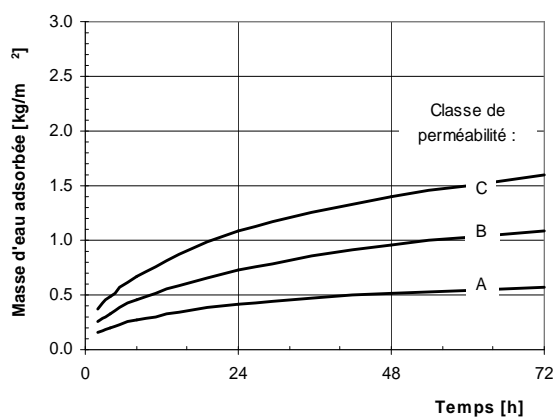


Figure 3.15 Masse d'eau adsorbée obtenue à partir de la simulation.

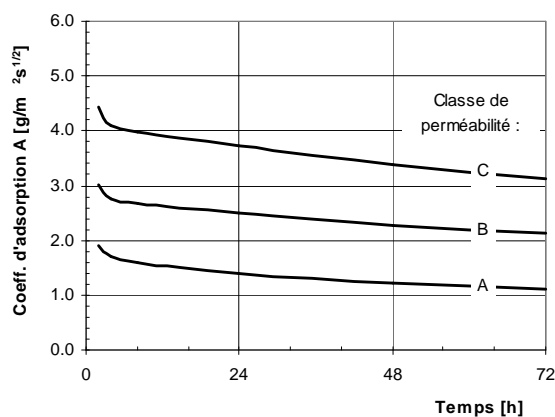


Figure 3.16 Coefficient d'adsorption A obtenu à partir de la simulation.

Evolution des propriétés du béton

Dans le cadre de cette recherche, aucune variation temporelle des propriétés du béton n'a été considérée :

- Les phénomènes du béton au « jeune âge » ont été négligés, car la première exposition au sel de déverglaçage se fait en général plusieurs mois après le bétonnage et une grande partie de l'hydratation du ciment a déjà eu lieu.
- Les phénomènes de « vieillissement » du béton n'ont pas été considérés. Il n'existe à l'heure actuelle aucune recherche qui ait déterminé l'évolution des propriétés des bétons d'enrobage pour des durées d'utilisation de structures telles que les ponts-routes. Les observations, faites in-situ sur les ponts de l'échantillon, montrent que la

surface de béton devient plus poreuse par la perte d'éléments fins de ciment mal hydratés (problème de cure, érosion, effet des variations de température, du rayonnement solaire, etc.). Le béton de cœur devient, quant à lui, moins poreux par la carbonatation et le remplissage (colmatage) des pores par la chaux.

3.3.3 Transport des chlorures

3.3.3.1 Introduction

De nombreux modèles de transport des ions chlorures ont été développés [FLÜCKIGER_96, JOHANNESSON_98, LUNK_98, NAGESH_98, OBERBECK_95, SAETTA_93 et TANG_96]. Dans le cadre de cette recherche, un modèle est développé sur la base de ceux-ci pour simuler l'exposition réelle au sel de déverglaçage.

Les ions chlorures sont présents dans le béton sous deux formes distinctes. Une partie des ions chlorures qui pénètrent dans le béton se lie chimiquement avec la pâte de ciment et l'autre est dissoute dans l'eau (chapitre 3.3.3.2).

Le transport des ions chlorures libres s'effectue par deux mécanismes distincts qui sont modélisés dans le chapitre 3.3.3.5 :

- Les chlorures se dissolvent dans l'eau pour équilibrer la concentration (chapitre 3.3.3.3).
- Les chlorures sont entraînés par les mouvement de l'eau (chapitre 3.3.3.4).

3.3.3.2 Chlorures libres et chlorures liés

La relation entre la concentration des chlorures liés (c_s) à la pâte de ciment et les chlorures libres (c_f) dissous dans l'eau s'exprime par le coefficient g :

$$g = \frac{c_s}{c_f} \quad \text{éq. (3.16)}$$

Le rapport g varie en fonction du temps et des propriétés du ciment. Dans son travail de recherche, Lunk [LUNK_98] considère la vitesse de liaison dans le cas où le transport est rapide comme c'est le cas dans la zone d'adsorption (premiers millimètres). Dans le cas de la diffusion des chlorures (plus grande profondeur), Lunk a déterminé que la vitesse de la réaction n'est pas à considérer. De nombreuses recherches sur la liaison des ions chlorures [GUNKEL_89 et TANG_96] montrent que le rapport g est compris entre 0.4 et 1.0. Des essais à long terme, comme ceux de Johannesson [JOHANNESSON_98] et ceux de Mangat [MANGAT_95], montrent que le rapport des chlorures libres et des chlorures liés varie en fonction du temps dans la plage de rapports précités.

Actuellement, les propriétés des réactions chimiques et leur cinétique n'ont pas encore permis d'établir des paramètres quantitatifs pour décrire de manière précise le phénomène de liaison des ions chlorures. Ainsi, dans le cadre de ce travail, un rapport des chlorures liés par rapport aux chlorures libres est fixé à 0.6, qui est une valeur fréquemment observée à long terme. Aucune cinétique de la réaction chimique n'est considérée étant donné les grandes incertitudes, les grandes dispersions des propriétés des matériaux et le manque de connaissance actuel.

3.3.3.3 Diffusion des ions chlorures dans l'eau

La diffusion des ions chlorures dans l'eau à l'intérieur du béton se formule comme pour la diffusion de l'eau par la deuxième loi de Fick [CHATTERJI_95]. En considérant un coefficient de diffusion uniforme, une teneur en chlorures initiale nulle et une exposition constante l'équation 3.17 donne une solution de la loi de Fick :

$$C(x,t) = C_o \left(1 - \operatorname{erf} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right] \right) \quad \text{éq. (3.17).}$$

où C_o est la teneur en ions chlorures à la surface de l'échantillon et $C(x,t)$ la teneur à la profondeur x au temps t en considérant le coefficient de diffusion des chlorures D_c .

Les résultats obtenus par des essais de pénétration de chlorures dans des bétons saturés [ANDRADE_96, BREIT_98, DELAGRAVE_96, HALAMICKOVA_95, HORNAIN_95, KONIN_98, MANGAT_94, NGALA_95, TORRENT_95 et TUMIDAJSKI_96] permettent d'obtenir le coefficient de diffusion D_{Cl} des ions chlorures pour les catégories de béton d'enrobage (tableau 3.5).

Classe de perméabilité d'enrobage	Coefficient de diffusion des chlorures D_{Cl} [$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$]
A	6
B	13
C	20

Tableau 3.5 Coefficients de diffusions de chlorures D_{Cl} .

Bien que la solution de l'équation de diffusion (éq. 3.17) soit valable pour un béton saturé et une exposition constante, elle est fréquemment utilisée pour prédire la pénétration des chlorures dans des prédictions de détérioration [ENRIGHT_98, FRANGOPOL_99, PAULSSON_97, STEWART_98B&C et THOFT_97]. Les coefficients de diffusion, des concentrations d'exposition et des temps d'expositions employés sont établis sur la base de résultats d'essais ou d'analyses statistiques de mesures sur les ouvrages. En utilisant cette solution, il n'est tenu compte ni du transport des ions chlorures avec l'eau ni de l'exposition réelle de la structure. La concentration au bord c_o , le coefficient de diffusion D_{Cl} et le temps d'exposition n'ont plus de liaison avec la réalité. Ainsi pour une prise en compte des phénomènes réels, un modèle plus complexe doit être développé.

3.3.3.4 Transport des ions chlorures entraînés par l'eau

Le transport des ions chlorures entraînés par les mouvement de l'eau a été mis en évidence par de nombreuses recherches (notamment [FLÜCKIGER_96, JOHANNESON_98, KELLER_91 et LUNK_98]). Les essais d'adsorption capillaire d'une solution salée montrent que le front de pénétration des chlorures a un retard sur le front de pénétration de l'eau, comme démontré par Lunk [LUNK_98]. Ceci s'explique par l'effet de filtre, la vitesse du transport, la composition du ciment, le remplissage des pores et leur distribution. Lunk a établi une relation entre le coefficient de pénétration B du front de pénétration (en $\text{mm/h}^{1/2}$) et le coefficient de retard R_{Cl} (figure 3.18). Le coefficient de retard est défini par :

$$R_{Cl} = 1 - \frac{x_{Cl}(t)}{x_w(t)} \quad \text{éq. (3.18)}$$

où $x_{Cl}(t)$ est la profondeur de pénétration du front des chlorures et $x_w(t)$ la profondeur de pénétration de l'eau en fonction du temps.

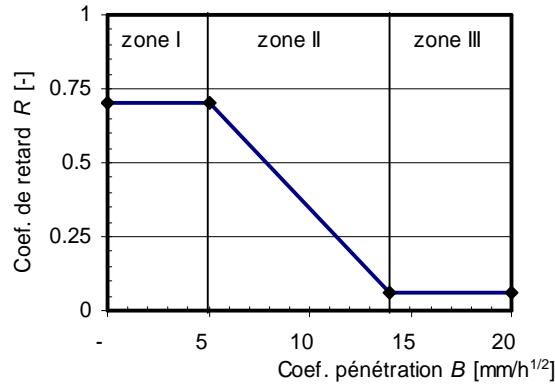


Figure 3.17 Coefficient de retard R_{Cl} en fonction du coefficient de pénétration B selon Lunk [LUNK_98].

En utilisant l'équation de la pénétration avec le coefficient de pénétration B (éq. 3.19), une relation peut être établie entre le coefficient de pénétration et le coefficient d'adsorption :

$$x_w = B \cdot \sqrt{t} \quad \text{éq. (3.19)}$$

$$B = \frac{A}{w \cdot r} \quad \text{éq. (3.20)}$$

où w est la teneur en eau du béton en m^3/m^3 . L'équation 3.20 permet de déterminer les coefficients de pénétration B pour les bétons des trois classes de perméabilité à partir du coefficient d'adsorption A_{24h} du tableau 3.4. Les coefficients de pénétration sont de 0.58, 1.04 et 1.54 $\text{mm}/\text{h}^{0.5}$. Le coefficient de retard R_{Cl} correspondant à ces valeurs est de 0.7 (figure 3.11).

3.3.3.5 Modèle de transport des ions chlorures

Le transport des ions chlorures se formule selon l'équation suivante :

$$J_{Cl} = -D \cdot \nabla C_f \quad \text{éq. (3.21)}$$

où J_{Cl} est le flux de ions chlorures et C_f la teneur en chlorures libres. La condition de conservation de la masse est donnée par :

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = -\text{div} J_{Cl} \quad \text{éq. (3.22)}$$

où C_t est la teneur totale en chlorures par unité de volume du corps poreux (en kg/m^3 de béton). La teneur totale en ions chlorures est égal à la somme de la teneur en chlorures libres C_f et en chlorures liés C_s :

$$C_t = C_f + C_s \quad \text{éq. (3.23)}$$

La concentration des chlorures libres c_f dans la solution (en kg/m^3 de solution) est liée à la teneur totale C_f et à la teneur en eau w en m^3/m^3 :

$$C_f = w \cdot c_f \quad \text{éq. (3.24)}$$

En introduisant l'équation 3.23 et le rapport g entre les chlorures libres et liés (eq. 3.16) dans l'équation 3.22, on obtient :

$$C_t = w \cdot c_f + (1 - w_{sat}) \cdot g \cdot c_f \quad \text{eq. (3.25)}$$

Etant donné les deux mécanismes de transport des ions chlorures, l'équation 3.21 peut se formuler comme :

$$J_{Cl} = -D_w \cdot c_f \frac{dw}{dx} - D_{Cl} \cdot w \frac{dc_f}{dx} \quad \text{eq. (3.26)}$$

où le flux de ions chlorures J_{Cl} est égal à la somme du flux lié au transport des ions entraînés par l'eau et le flux des ions qui se diffusent dans l'eau, D_w est le coefficients de diffusion de l'eau et D_{Cl} le coefficient de diffusion des ions chlorures.

3.3.4 Exposition

3.3.4.1 Précipitations et humidité

L'exposition du béton, à l'humidité ambiante et à la pluie, joue un rôle capital dans les mécanismes de transport de substances nocives dans le béton. La diffusion des ions dissous dans l'eau (tels Cl^- et OH^-) augmente avec une teneur en eau plus élevée alors que la diffusion des gaz contenus dans l'air (tels que CO_2 et O_2) diminue.

Les relevés de l'humidité relative de l'air et des précipitations de la station météorologique de Pully, qui est la station de mesure automatique la plus proche de l'échantillon de ponts sélectionnés, sont utilisés pour établir les conditions d'exposition (conditions de bord). Pour la modélisation, des hypothèses ont été faites concernant les conditions permettant l'adsorption capillaire, c'est-à-dire le contact de la surface avec de l'eau sous forme liquide. Un extrait des conditions d'exposition est représenté à la figure 3.19. Pour les trois types d'exposition qui ont été identifiées (chapitre 2.2.3), les conditions d'exposition pour les simulations, résumées dans le tableau 3.6, sont les suivantes :

- **Direct :** Les conditions d'exposition sont égales à l'humidité relative de l'air lorsqu'il ne pleut pas (transport par diffusion) et la surface est considérée en contact avec l'eau lorsqu'il pleut (transport par l'adsorption capillaire). Lorsqu'il pleut durant la nuit, l'hypothèse est faite que la surface est en contact avec l'eau jusqu'au matin, car la chaussée reste humide parce qu'il n'y a pas de séchage dû au rayonnement solaire.

Les surfaces exposées suite à un défaut de l'étanchéité sont considérées avec une exposition du type directe, bien qu'elles puissent être exposées plus longtemps (séchage plus lent).

- **Eclaboussures :** Les conditions d'exposition sont égales à l'humidité relative de l'air en absence de pluie et la surface est supposée en contact avec l'eau (sous forme liquide) une heure après le début de la pluie. Ce délai d'une heure se justifie du point de vue qu'une certaine quantité d'eau est nécessaire sur la chaussée pour qu'il y ait des éclaboussures importantes et que le transport puisse se faire par adsorption capillaire.

L'exposition des surfaces avec des coulures et des infiltrations est considéré identique à l'exposition du type éclaboussures.

- **Brouillard :** Les conditions d'exposition sont égales à l'humidité relative de l'air, aucun contact avec de l'eau sous forme liquide n'est considéré.

Exposition	Durant les précipitations	Par temps sec
Directe	- Contact avec l'eau durant la pluie - Contact avec l'eau durant toute la nuit avec pluie	Humidité relative
Eclaboussures	- Contact avec l'eau 1h après le début de la pluie	Humidité relative
Brouillard	- Humidité relative	Humidité relative

Tableau 3.6 Conditions de bord (humidité) pour les simulations.

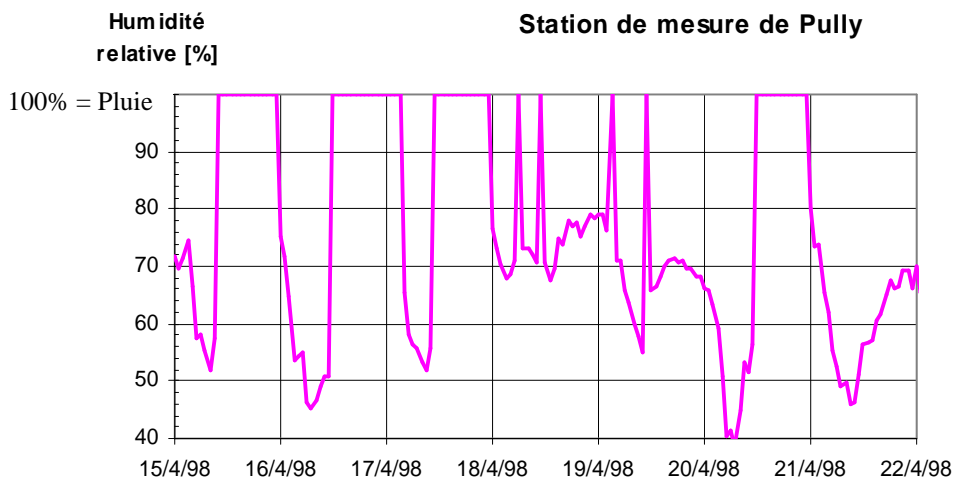


Figure 3.18 Extrait des conditions d'exposition pour le type d'exposition directe des pont-routes.

3.3.4.2 Chlorures

Les éléments sont soumis aux chlorures répandus sur la chaussée et dissolus dans l'eau résultant des précipitations et de la fonte de la glace et de la neige. Malheureusement, à l'heure actuelle, les données à disposition concernant le salage des routes nationales ne donnent que le tonnage de sel répandu sur les routes sur une année complète (tableau 3.7 pour le canton de Vaud). Ainsi pour déterminer l'exposition au sel de déverglaçage, l'approche statistique suivante a été utilisée :

- 1) Sur la base des relevés météorologiques de la station de mesure automatique de Pully de 1981 à 1998, pour chaque demi-jour (jour et nuit), la température minimale et le total des précipitations sont déterminés.
- 2) Pour chaque année, la somme du nombre de demi-jours correspondant aux conditions météorologiques, où l'on suppose que du sel de déverglaçage a été répandu, est effectuée. Ces conditions météorologiques sont définies par une borne supérieure de la température minimale et un total minimal des précipitations.
- 3) Les conditions météorologiques, donnant la meilleure corrélation entre le nombre de demi-jours correspondants et le tonnage de sel répandu chaque année, est recherchée.

Année	Quantité de sel [to]	Année	Quantité de sel [to]
1981	4607	1990	2626
1982	2701	1991	1857
1983	3169	1992	1240
1984	5866	1993	2389
1985	5884	1994	1775
1986	6166	1995	5713
1987	2869	1996	4333
1988	3208	1997	2852
1989	741	1998	3011

Tableau 3.7 Quantités annuelles de sel répandus dans le canton de Vaud.

L'analyse des différentes combinaisons de conditions météorologiques a permis d'établir que la meilleure corrélation ($R^2=0.69$) est obtenue pour une température limite de 2.8°C (figure 3.20) et une mesure de précipitation ($>0\text{mm}$). Ces valeurs n'ont en fait aucune signification réelle. Elles représentent seulement la température mesurée à la station de Pully qui donne la meilleure corrélation avec le tonnage annuel de sel répandu. Cependant, elles ont un sens, car la station météorologique de Pully est située à basse altitude au bord du lac Léman, qui tempère les variations de température et où les conditions climatiques sont favorables. Ainsi, il est raisonnable de considérer, dans l'ensemble du canton de Vaud, qu'avec une température inférieure à 2.8°C mesurée à Pully, les conditions météorologiques dans le reste du canton impliquent un salage des routes nationales (risque de gel important et précipitations sous forme de neige).

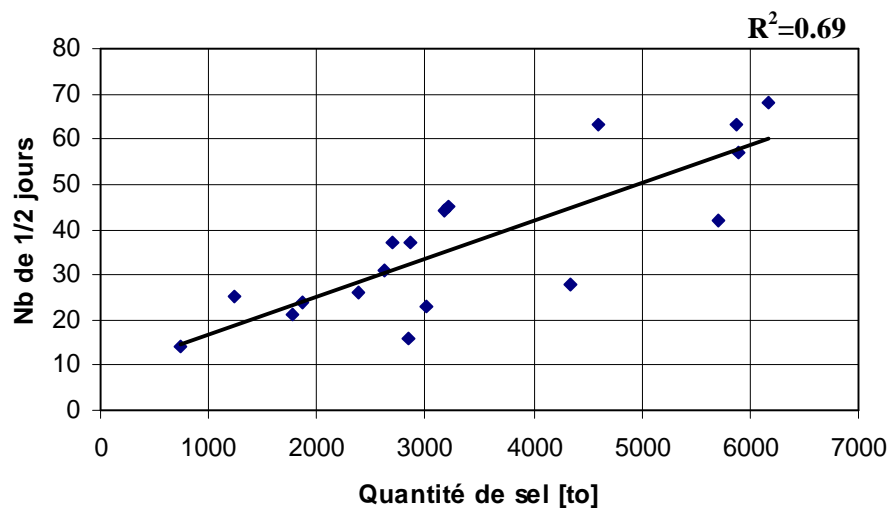


Figure 3.19 Tonnage annuel de sel répandu sur les routes nationales du canton de Vaud et le nombre de demi-jours (jour/nuit) avec une température minimale inférieure à 2.8°C et des précipitations (station de Pully).

Il n'y a pas eu de véritables recherches sur la concentration des ions chlorures dans l'eau de la chaussée des ponts-routes. Dans certaines études (notamment [LUNK_98 et TANG_96]), la concentration des ions chlorures est considérée comme égale à environ 2% de Cl^- soit 3% de NaCl . Avec une telle valeur, les profils des ions chlorures calculés correspondent aux valeurs mesurées effectivement sur les ouvrages. Une concentration de 2% correspond à une température de fusion de -1.8°C selon [BORNAND_98].

En considérant que l'épandage se fait de manière uniforme sur le réseau vaudois, les demi-jours de précipitations et de basses températures (37 demi-jours en moyenne), cela correspond à une quantité de sel de $706 \text{ g/m}^2/\text{an}$ soit $19.1 \text{ g/m}^2/\text{demi-jour}$. En supposant une concentration de 2% de Cl^- , comme Lunk l'a déterminé pour les routes nationales allemandes [LUNK_98], cela revient à une épaisseur de la solution de 0.58 mm. Cette concentration des ions chlorures sera considérée dans la suite de ce travail. Il s'agit d'une simplification de l'exposition réelle qui se justifie au niveau des résultats obtenus. Cependant, si l'on considère la moyenne des précipitations sur ces demi-jours qui est de 3.25 mm (par rapport aux 0.58 mm), la concentration de la solution n'est que de 0.35%. Il est donc probable que le sel se dépose en surface du béton et que l'eau s'écoule en surface sans entraîner tout le sel. Cette hypothèse se vérifie par les observations faites de la surface des routes après le séchage ; la route est blanche de sel.

3.3.4.3 Température

La température influence principalement le transport des gaz dans le béton. Le coefficient de diffusion de la vapeur d'eau varie en fonction de la température. Hansen [HANSEN_99A] a montré qu'en considérant un coefficient de diffusion moyen mensuel, le résultat différerait peu par rapport au résultat de simulations considérant des coefficients de diffusions variants tout au long de la journée en fonction des températures. Ainsi, seul la température moyenne mensuelle est considérée pour la simulation des conditions d'exposition (tableau 3.8).

En considérant une température moyenne mensuelle, la température du béton d'enrobage peut être considérée comme uniforme. Le temps d'exposition est suffisamment long pour que l'équilibre des températures s'installe et il n'y a ainsi pas besoin de simuler le transport de la chaleur dans le béton pour obtenir un profil des températures.

Mois	Température [°C]	Mois	Température [°C]
Janvier	2.2	Juillet	20.1
Février	2.8	Août	19.7
Mars	6.4	Septembre	15.8
Avril	9.3	Octobre	11.5
Mai	13.7	Novembre	6.1
Juin	16.9	Décembre	3.5

Tableau 3.8 Températures moyennes mensuelles (1981-1998 à Pully)

3.3.5 Modélisation numérique

3.3.5.1 Algorithme

La modélisation numérique unidirectionnelle (figure 3.20) a été effectuée à l'aide d'un programme en Visual Basic. L'algorithme du modèle est représenté à la figure 3.21. Les paramètres d'entrée du modèle sont à fournir dans un fichier qui est consulté depuis le logiciel. Le temps est discrétisé et à chaque pas de temps, la teneur en ions chlorures en fonction de la profondeur est déterminée en 3 étapes (figure 3.21). Les résultats de la modélisation sont les diagrammes de teneur en eau, d'humidité relative, de la teneur totale en chlorures et en chlorures libres en fonction de la profondeur.

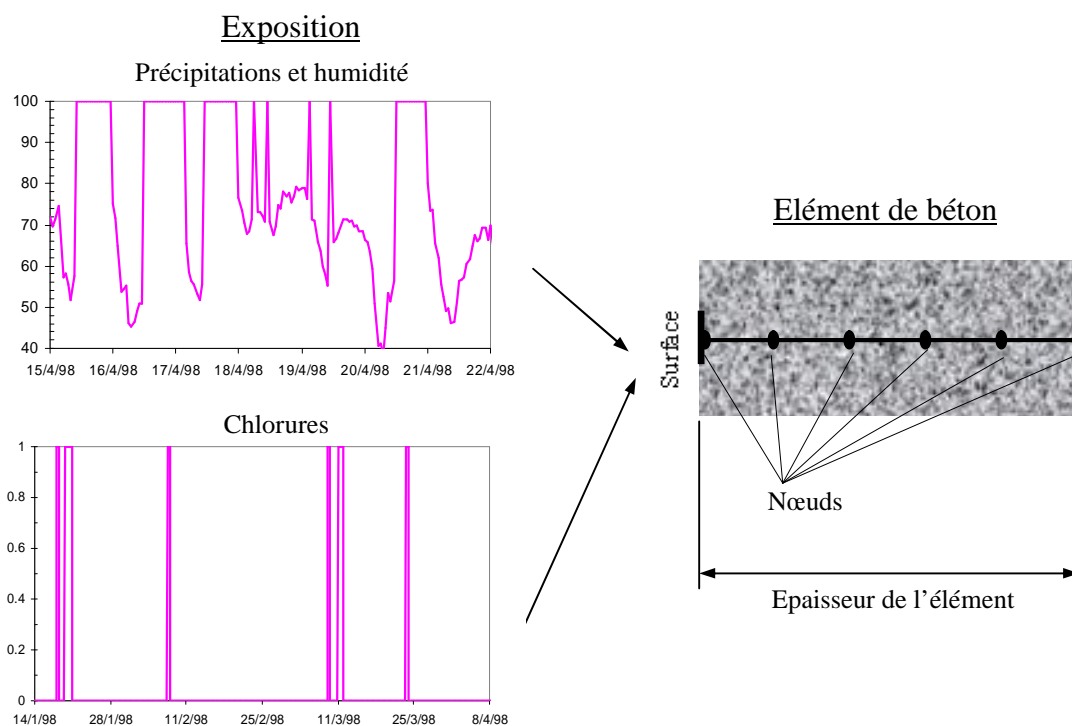


Figure 3.20 Modélisation unidirectionnelle de l'élément de béton et l'exposition de sa surface.

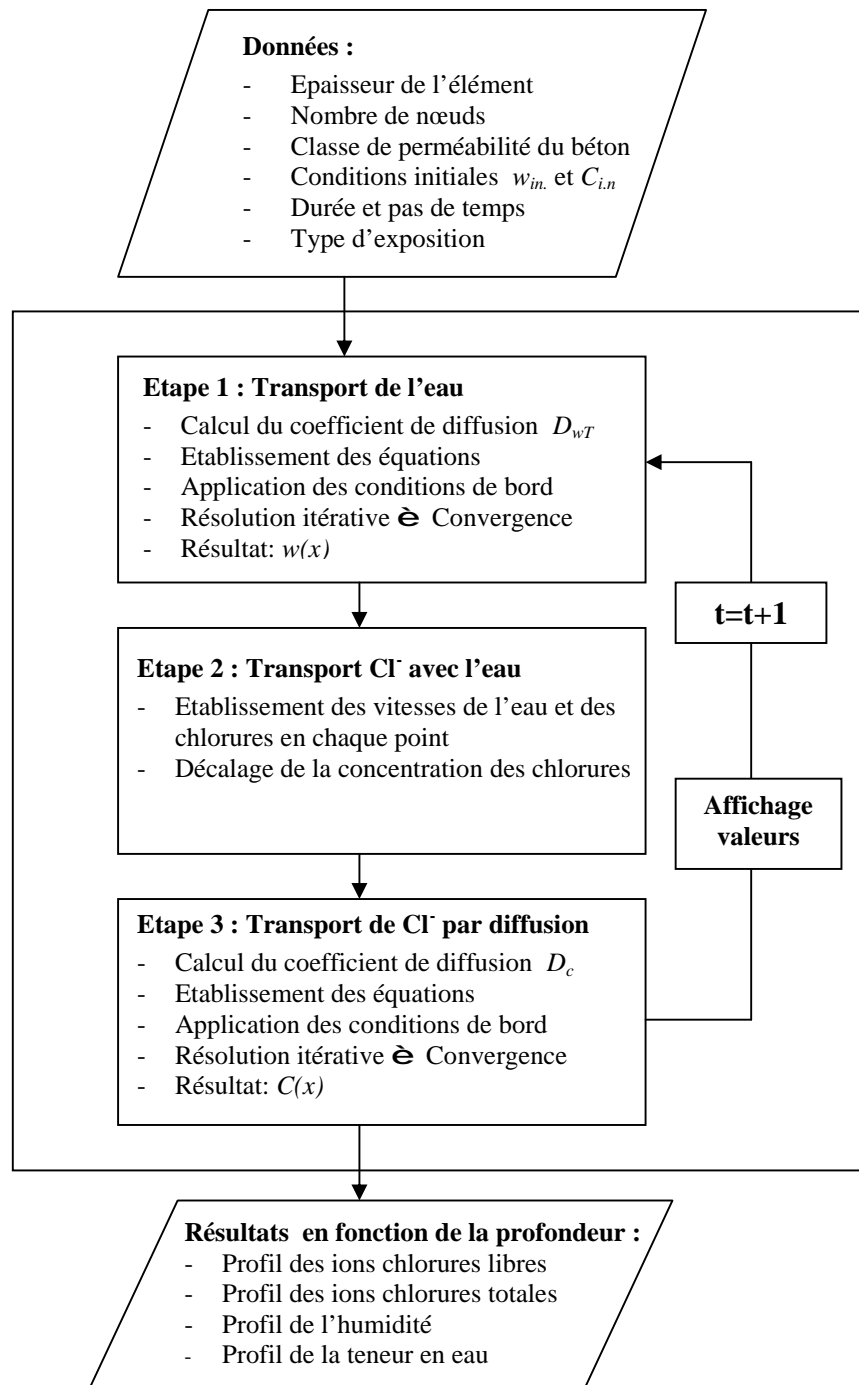


Figure 3.21 Algorithme du modèle numérique

3.3.5.2 Etape 1 : Transport de l'eau

Le transport de l'eau est modélisé par les équations de la diffusion (lois de Fick) qui sont résolues numériquement de manière itérative, en imposant les conditions d'exposition (précipitations et humidité relative). L'élément est divisé par un maillage uniforme. En chaque nœud, le coefficient de diffusion est déterminé à chaque pas de temps pour tenir compte des différents mécanismes de transport de l'eau (3.3.2.4) : d'une part l'adsorption capillaire en cas d'exposition à de l'eau liquide (précipitations) et d'autre part la diffusion en cas d'exposition à l'humidité relative (conditions sèches).

3.3.5.3 Etape II : Transport des chlorures avec l'eau

Dans le modèle numérique, l'équation 3.26 de transport des chlorures est résolue en deux parties. Le premier terme de droite de l'équation représente le transport des ions chlorures entraînés avec l'eau. Celui-ci est résolu par le décalage du diagramme des concentrations de chlorures, en fonction de la profondeur, selon la méthode suivante :

- 1 Le diagramme de la teneur en eau a été déterminé dans la première étape, ce qui permet d'établir la vitesse de déplacement de l'eau V_w en chaque nœud par :

$$V_w = D_w \cdot \frac{dw}{dx} \quad \text{éq. (3.27)}$$

- 2 En introduisant le coefficient de retard R_{Cl} (3.3.3.4), la vitesse des chlorures libres V_{Clf} est obtenue à partir de la vitesse de déplacement de l'eau V_w :

$$V_{Clf} = (1 - R_{Cl}) \cdot V_w \quad \text{éq. (3.28)}$$

- 3 En chaque nœud, la distance de décalage de la concentration en chlorures libres est obtenue en multipliant la vitesse par l'incrément de temps.
- 4 Finalement, la concentration est recalculée en chaque nœud du maillage par interpolation linéaire à partir de la courbe décalée de la concentration en chlorures.

Chlorures libres

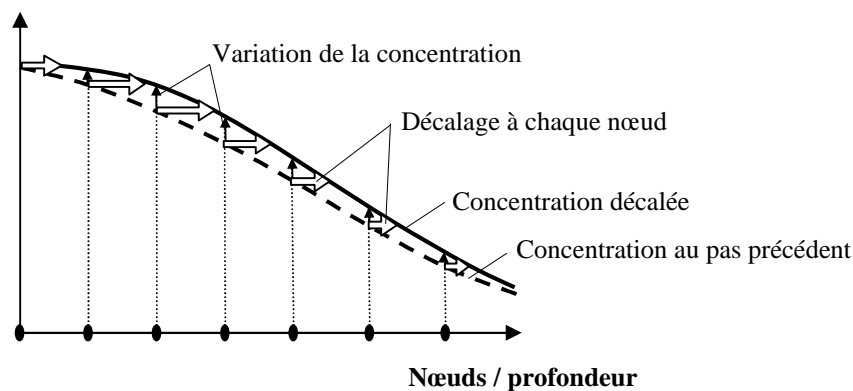


Figure 3.22 Modélisation du transport des chlorures entraînés par l'eau.

3.3.5.4 Etape III : Transport des chlorures par diffusion dans l'eau

La diffusion est modélisée par le second terme de l'équation 3.25. Le transport des ions chlorures par diffusion dans l'eau est résolu avec la même méthode numérique itérative que le transport de l'eau (étape I).

3.3.6 Application du modèle aux ponts-routes

3.3.6.1 Hypothèses

Les diverses hypothèses faites pour l'application du modèle aux ponts-routes sont les suivantes :

- L'exposition de la surface du béton est celle décrite dans le chapitre 3.3.4. Des simulations sont effectuées pour les trois types d'exposition identifiés. Les valeurs obtenues à partir des relevés météorologiques de la station de mesure automatique de

Pully de 1981 à 1998 sont mises en boucle pour obtenir des valeurs pour la totalité de la durée simulée.

- Le pas de temps considéré est de 1h et les simulations sont effectuées pour une durée de 200 ans. Les valeurs obtenues avec les simulations à la fin de chaque année sont mémorisées.
- L'élément est étudié sur une épaisseur de 100 mm avec un maillage de nœuds distants de 1 mm. Des tests effectués avec le modèle ont montré, qu'avec ce maillage et le pas de temps utilisé (une heure), les résultats sont similaires à ceux obtenus pour des maillages plus fins (par exemple 0.1 mm).
- Le test de convergence pour la résolution itérative est rempli si l'écart entre la nouvelle valeur calculée et l'ancienne valeur est inférieure à 0.005 kg/m^3 pour la teneur en eau et pour la teneur en chlorures.
- Au départ, le béton est saturé de manière uniforme à 80%, ce qui correspond à la situation d'équilibre avec l'environnement.
- La teneur en eau évaporable maximale, w_{sat} , est de 144 kg/m^3 ($0.144 \text{ m}^3/\text{m}^3$) pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage.
- Le coefficient de retard des chlorures R_{Cl} est de 0.7 pour les trois classes de béton d'enrobage. Il est considéré comme constant dans le temps et sur l'ensemble de l'élément.
- Les simulations sont effectuées pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage définies dans 2.3.2.3. Afin de tenir compte de la dispersion spatiale de la perméabilité, des simulations sont effectuées pour 13 valeurs représentatives de la distribution de chaque classe de perméabilité (figure 3.23). Sur la base des observations faites in-situ (2.3.2.5), la perméabilité suit une loi normale avec une variance de 25 %. Cette distribution est appliquée aux coefficients de diffusion de l'eau (diffusion et adsorption capillaire) et des chlorures. Avec cette approche probabiliste, les 13 simulations effectuées pour chaque classe de perméabilité du béton d'enrobage permettent d'obtenir une distribution de la teneur en ions chlorures en fonction du temps.

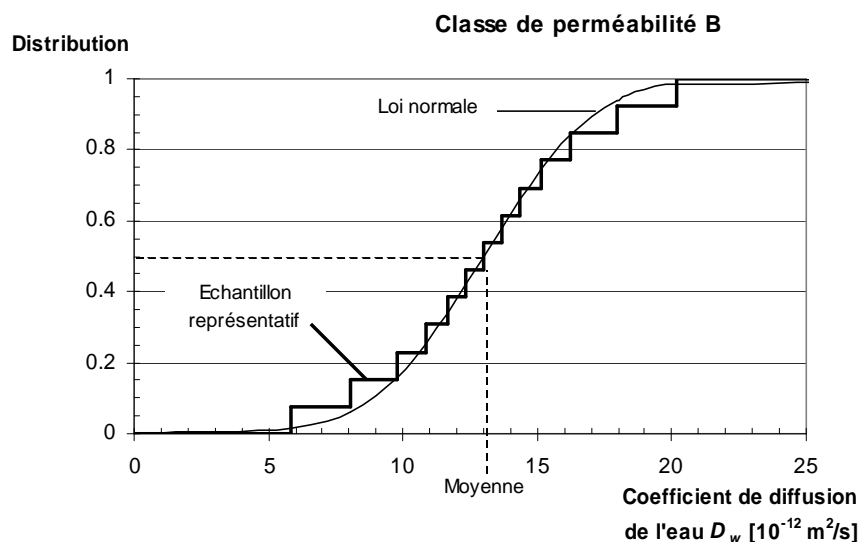


Figure 3.23 Distribution de l'échantillon de 13 valeurs pour représenter la distribution spatiale de la perméabilité du béton d'enrobage. Exemple du coefficient de diffusion de l'eau D_w .

3.3.6.2 Simulations avec le modèle

Comme exposé au point précédent, les simulations de pénétrations des ions chlorures ont été effectuées pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage (avec 13 valeurs représentatives de la distribution de chaque classe) et les trois types d'exposition (directe, éclaboussures et brouillard). Les résultats de la simulation de la teneur moyenne en chlorures libres sont reproduites à la figure 3.24 et dans l'annexe B. Pour donner un ordre de grandeur du temps de calcul nécessaire, chaque simulation sur 200 ans prend environ 1h30 sur un PC PentiumII 266 MHz.

L'analyse des résultats des simulations met en évidence les points suivants :

- La classe de perméabilité a une grande influence sur la pénétration des ions chlorures. Pour le béton de bonne classe de perméabilité, la pénétration des ions chlorures reste au niveau de l'enrobage alors que pour un béton de classe de perméabilité C, les chlorures pénètrent rapidement jusqu'à de grandes profondeurs.
- Le type d'exposition a une grande influence sur la pénétration des ions chlorures. L'exposition directe et l'exposition aux éclaboussures sont plus agressifs que l'exposition au brouillard salin. Cela s'explique par le fait que dans les deux premiers cas, il y a un transport de l'eau par adsorption capillaire.
- L'effet des deux mécanismes de transport des ions chlorures peut être mis en évidence :
 - Le transport des ions par l'eau affecte surtout la zone de bord du béton (environ les 15 premiers millimètres). Dans cette zone, les variations cycliques rapides de l'humidité créent un important mouvement d'eau, qui conduit à une forte pénétration des ions chlorures au cours des premières années. La première partie des courbes de teneur en chlorures a une forme bombée surtout pour les bétons de classe de perméabilité moyenne et mauvaise.
 - Plus en profondeur dans le béton, les variations d'humidité sont moins prononcées et le transport des ions chlorures s'effectue surtout par diffusion. La seconde partie des courbes de teneur en chlorures est de forme asymptotique surtout pour l'exposition au brouillard salin où il n'y a pas d'adsorption capillaire. La forme de la seconde partie des courbes est similaire à celle obtenue avec la solution de la diffusion pour une exposition constante (chapitre 3.3.3.3, éq. 3.17).
- Les irrégularités dans les diagrammes de pénétration proviennent :
 - D'une part du fait que les valeurs sont celles mémorisées en fin d'année et que lorsque le béton est sec en fin d'année, il peut contenir moins de chlorures libres que s'il était plus humide.
 - D'autre part, l'exposition est différente chaque année aussi bien au niveau de l'humidité que des chlorures. En 1989, presque 9 fois moins de chlorures ont été répandus qu'en 1986 (tableau 3.7).
- La distribution de la pénétration des chlorures obtenue avec la distribution des coefficients de diffusion est grande comme le montrent les diagrammes de l'annexe B. L'influence de la variation du coefficient de diffusion est très importante sur la pénétration des chlorures et justifie l'utilisation d'une approche probabiliste telle que celle utilisée dans le cadre de cette recherche. La variance de la teneur en chlorures peut atteindre plusieurs dizaines de pourcents.

1) Classe de perméabilité A

2) Classe de perméabilité B

3) Classe de perméabilité C

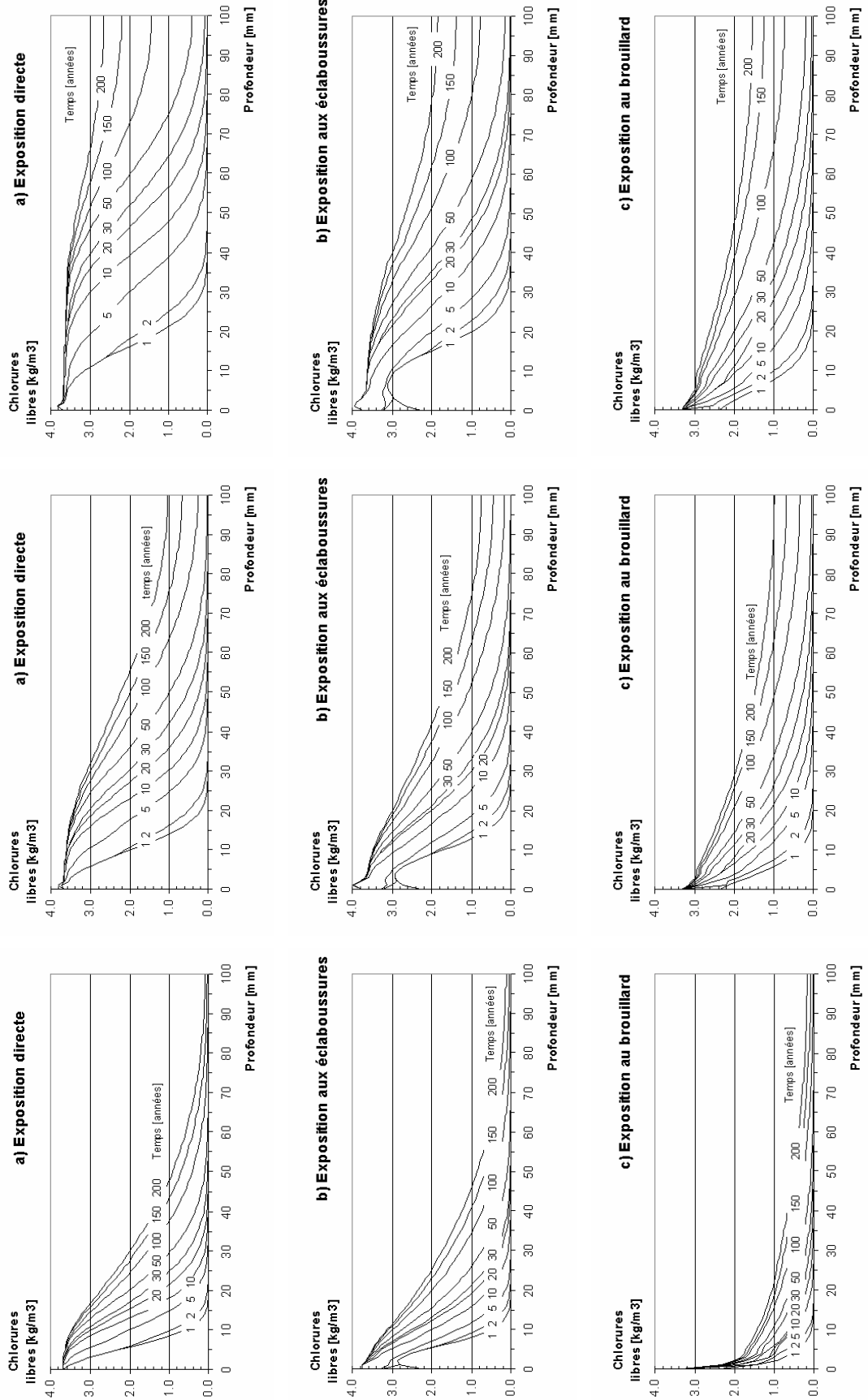


Figure 3.24 Simulations des teneurs moyennes en chlorures libres en fonction de la profondeur.

3.4 Initiation de la corrosion

3.4.1 Taux critique de chlorures

Selon des travaux récents, et des synthèses effectuées notamment par Breit [BREIT_97&98] et Glass [GLASS_97], diverses valeurs peuvent être établies comme des valeurs caractéristiques de l'initiation de la corrosion en présence de chlorures, soit :

- **La teneur totale en ions chlorures** : Cette teneur est considérée dans de nombreuses recommandations comme une valeur représentative de l'initiation de la corrosion. Une valeur de 0.4% par rapport au poids du ciment a été établie [RICHARTZ_69 et SIA_162.051] comme une limite de dépassivation de l'acier. Cette valeur, largement utilisée dans la pratique, est considérée comme très conservatrice et, dans de nombreux cas, aucune corrosion n'a fait son apparition pour une telle teneur en chlorures.
- **La concentration en ions chlorures libres de la solution contenue dans les pores** : Cette concentration décrit les conditions d'exposition de la barre d'armature aux chlorures. Des recherches [GLASS_97] ont montré que les chlorures liés n'ont pas d'influence sur l'initiation de la corrosion, mais que ce sont bien les chlorures libres dissous dans l'eau qui créent la dépassivation de l'acier et permettent l'initiation de la corrosion.
- **Le rapport des ions chlorures libres et des ions hydroxydes (Cl^-/OH^-)** : Ce rapport décrit mieux que la teneur en chlorures libres les conditions d'exposition de la structure, étant donné que les ions OH^- créent la basicité du béton. Des recherches, résumées dans [BREIT_97], montrent que l'initiation de la corrosion s'effectue pour un rapport compris entre 0.3 et 1.0.

Dans le cadre de cette recherche, étant donné qu'il est difficile d'établir la teneur en ions hydroxyde dans les pores, la teneur en chlorures libres de la solution est retenue pour définir l'initiation de la corrosion.

L'étude de la littérature montre une grande dispersion du taux critique de chlorures. Ceci provient, d'une part de la difficulté de déterminer exactement le début de l'initiation de la corrosion, mais d'autre part surtout de l'influence des nombreux paramètres tels que l'humidité, le dosage en ciment, le type de ciment, les adjuvants, la fumée de silice, les propriétés chimiques des granulats, etc. L'état de l'interface entre le béton et l'acier (couche passive) joue un rôle déterminant [BREIT_97 et GONZALEZ_96]. Ainsi, pour une application à un parc de ponts, il a été choisi d'établir une probabilité d'initiation de la corrosion en fonction de la teneur en chlorures libres.

La probabilité d'initiation de la corrosion a été déterminée sur la base de recherches et d'essais trouvés dans la littérature. Parmi les références, on peut notamment citer [BREIT_98, GLASS_97, HOFFMANN_96 et WEYERS_98]. La distribution de la probabilité d'initiation établie suit une loi normale avec une moyenne de 0.4 % de chlorures libres/masse de ciment et un écart-type de 0.15 (figure 3.25).

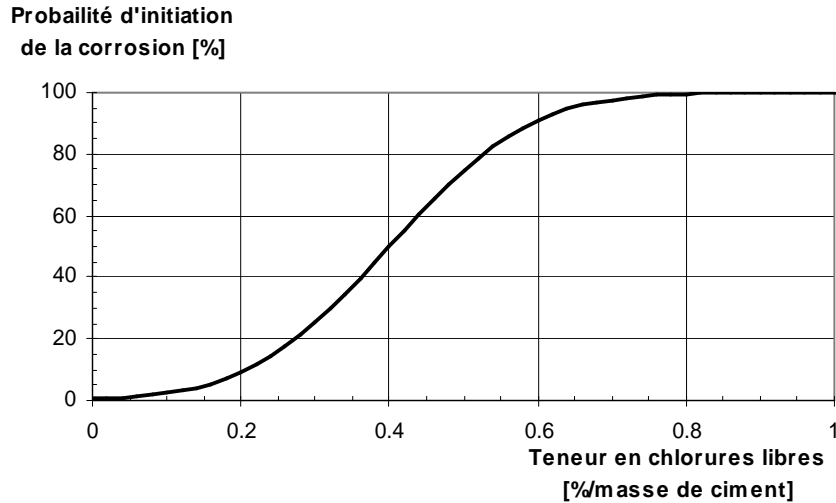


Figure 3.25 Distribution de la probabilité d'initiation de la corrosion en fonction de la teneur en chlorures libres.

Une étude effectuée en Angleterre a établi une courbe similaire [VASSIE_86] pour les ponts en fonction de la teneur en chlorures totale. En rapportant les résultats à des valeurs de teneur en chlorures libres (établis selon les mêmes paramètres que pour les bétons utilisés dans cette recherche), la distribution a la même forme, mais les valeurs de probabilité d'initiation sont plus élevées que celles retenues dans le cadre de cette étude.

La carbonatation, qui consomme des ions OH^- , augmente le rapport $(\text{Cl}^-/\text{OH}^-)$ et a donc un effet défavorable sur la corrosion en présence de chlorures (figure 3.26) [BREIT_97]. Dans les bétons des ponts-routes observés in-situ, la carbonatation n'a souvent encore progressé que de quelques millimètres et n'a pas encore atteint le niveau des armatures. De ce fait, l'influence de la carbonatation est négligée dans le cadre de cette recherche. Néanmoins, dans les cas de faibles enrobages (moins de 10 mm), la carbonatation a un effet.

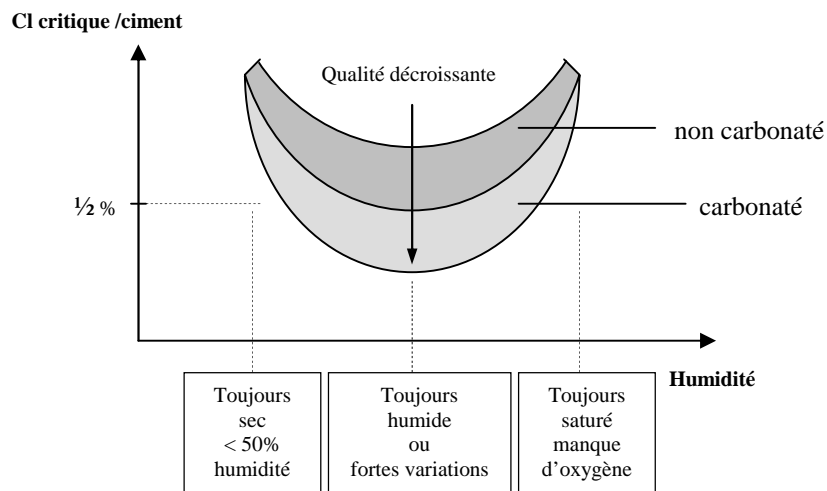


Figure 3.26 Influence de l'enrobage et de l'environnement sur la teneur en chlorures critiques [BREIT_97]

3.4.2 Application du modèle aux ponts-routes

3.4.2.1 Simulations

L'évolution de la probabilité d'initiation de la corrosion des ponts-routes est déterminée sur la base des résultats des simulations obtenues avec le modèle de pénétration des chlorures. La probabilité est obtenue en calculant l'intersection entre la distribution des teneurs en chlorures libres et la courbe de distribution de la probabilité d'initiation, selon le principe montré dans la figure 3.1. Pour des épaisseurs d'enrobage variant de 10 à 50 mm, pour chaque classe de perméabilité du béton d'enrobage et pour chaque type d'exposition, la probabilité d'initiation est représentée dans la figures 3.28. Le dosage en ciment considéré est de 300 kg/m^3 .

Remarque : En ce qui concerne l'enrobage à retenir parmi une série de mesures effectuées in-situ, c'est la valeur moyenne qui est nécessaire pour établir la probabilité d'initiation. En effet, les mesures qui ont été effectuées in-situ, dans le cadre de cette recherche, ont montré une petite variation de l'épaisseur d'enrobage (2.3.3). Avec la mise en place d'écarteurs, l'enrobage varie symétriquement de plus ou moins 2 mm autour de la valeur moyenne. En calculant la probabilité d'initiation pour une distribution d'épaisseurs d'enrobage, la valeur obtenue est identique (moins de 1% d'écart) à celle obtenue en calculant la probabilité d'initiation avec la valeur moyenne de l'enrobage (figure 3.27). Pourtant, dans le cas de barres proches de la surface (moins de 10 mm) ou alors avec une grande dispersion, il convient d'étudier le cas de l'enrobage minimal mesuré ou alors d'un fractile de l'épaisseur d'enrobage.

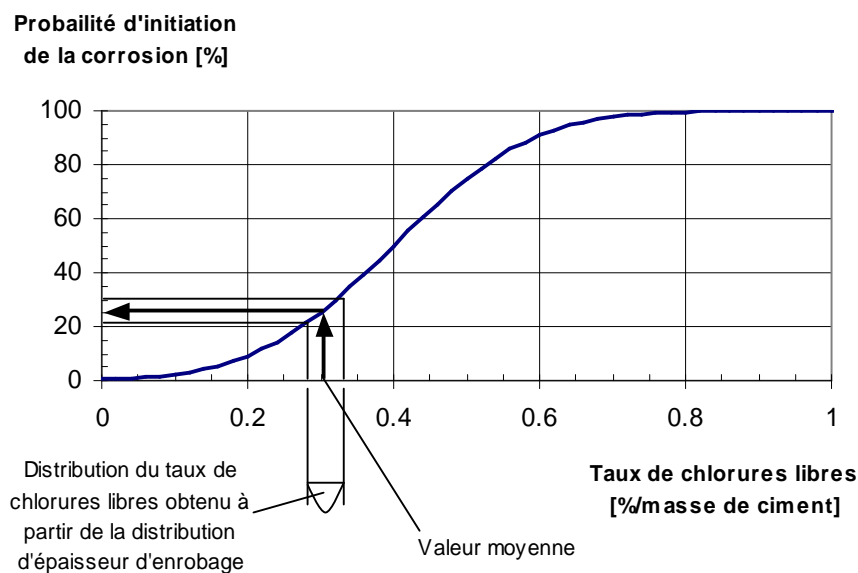


Figure 3.27 Représentation schématique de la probabilité d'initiation pour une distribution d'épaisseur d'enrobage.

3) Classe de perméabilité C

2) Classe de perméabilité B

1) Classe de perméabilité A

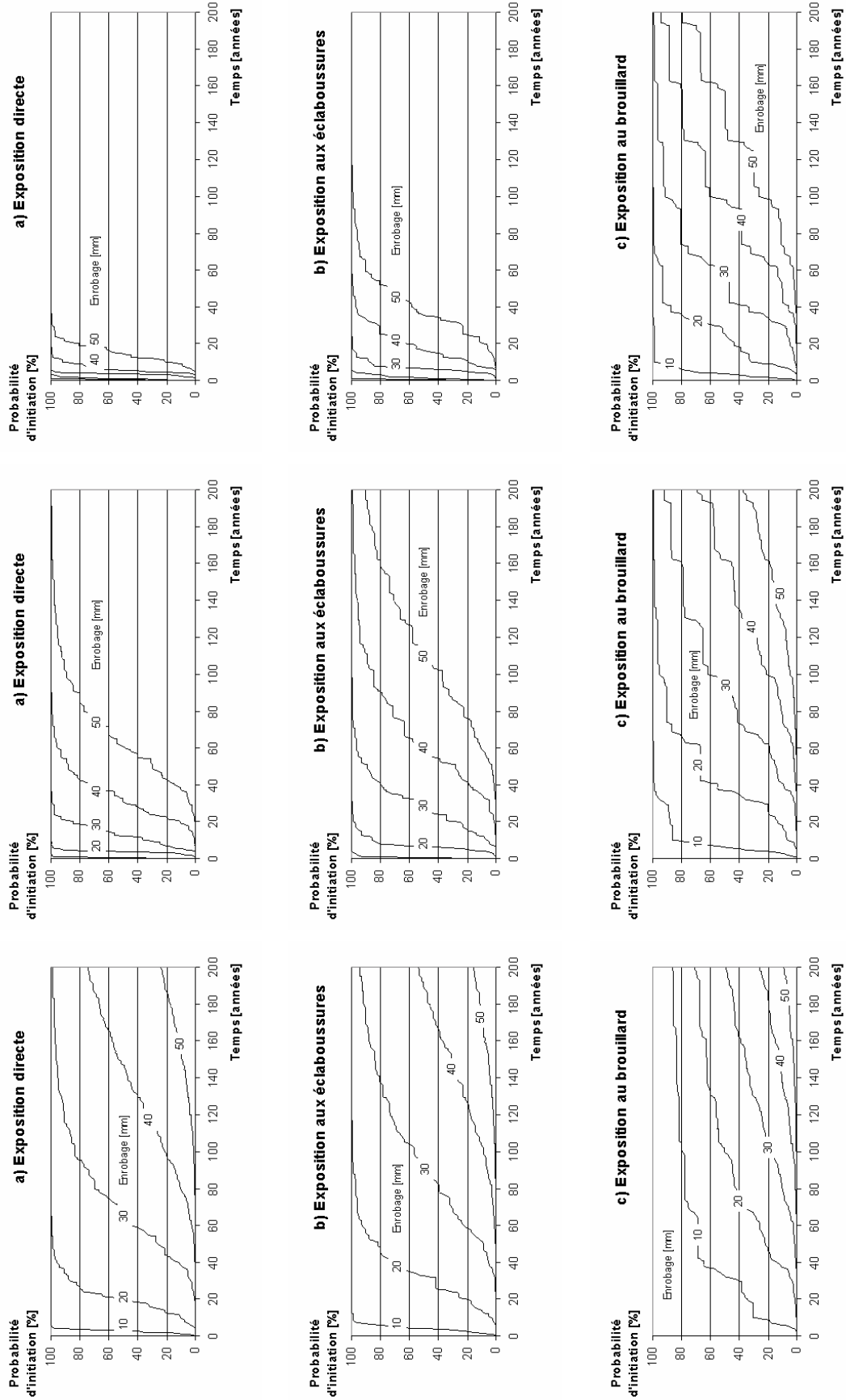


Figure 3.28 Simulation de l'évolution de la probabilité d'initiation de la corrosion en fonction de l'épaisseur d'enrobage.

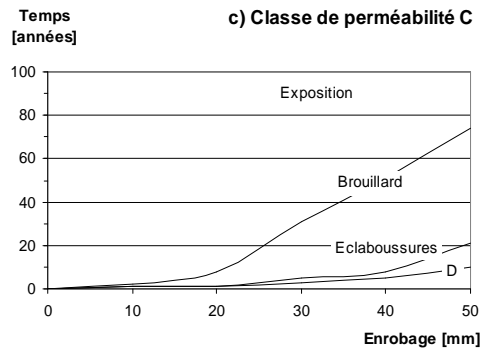
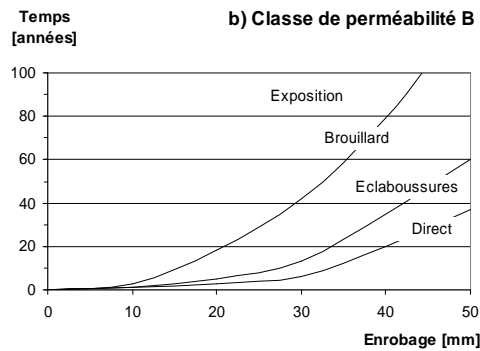
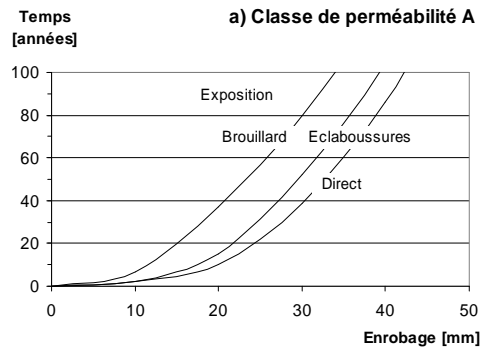
Sur la base des simulations de la probabilité d'initiation de la corrosion, il est possible d'établir le temps nécessaire pour atteindre 10% de probabilité d'initiation de la corrosion ; le fractile 10% (figure 3.28). Cette valeur est représentative de l'initiation de la corrosion car, en ne choisissant pas une valeur extrême, l'influence du choix du type de distributions est moindre. Dans la figure 3.30, le fractile 10% est déterminé pour une valeur ayant une espérance de 1 et une variance de 25% selon une distribution normale. Si l'on fait l'hypothèse que la fonction suit une loi lognormale, l'erreur relative sur le fractile 10% n'est que de 7% (tableau 3.9), alors que l'influence du type de distribution est beaucoup plus importante pour des fractiles plus petits, conduisant à une erreur de 103% pour un fractile de 1/1000.

Fractile	Erreur relative [%]
10 %	7
2 %	19
1 / 1'000	103
1 / 10'000	450

Tableau 3.9 Erreur relative sur le fractile entre une distribution normale et lognormale.

Le temps nécessaire pour atteindre le fractile 10% représente le temps pour que la corrosion atteigne une barre d'armature par mètre avec un écartement de 100 mm ou les barres d'armature d'un ouvrage sur 10 au niveau d'un parc d'ouvrages. Le fractile 10% est la valeur qui est retenue pour établir le temps d'initiation des scénarios de ruine du chapitre 5. Il s'agit d'un pourcentage de probabilité d'initiation qui n'est plus négligeable dans l'analyse d'une situation de risque.

1) En fonction de la classe de perméabilité



2) En fonction du type d'exposition

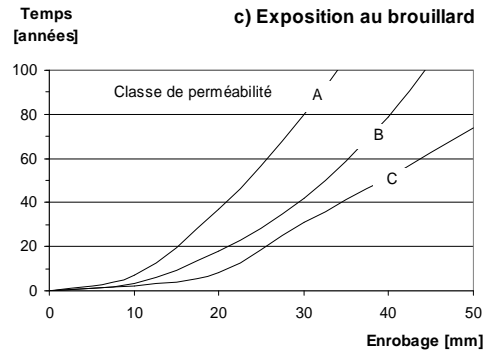
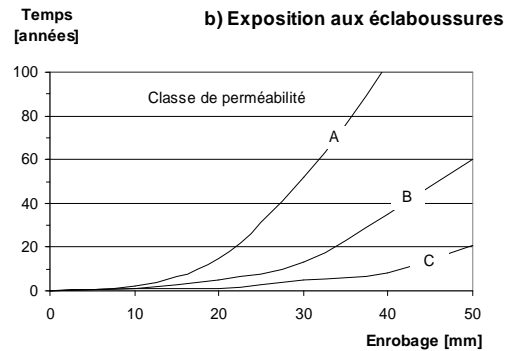
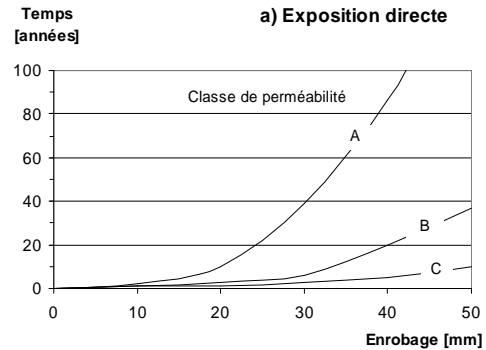


Figure 3.29 Temps nécessaire pour atteindre 10% de probabilité d'initiation (fractile 10%) pour les classes de perméabilité du béton d'enrobage en fonction du type d'exposition.

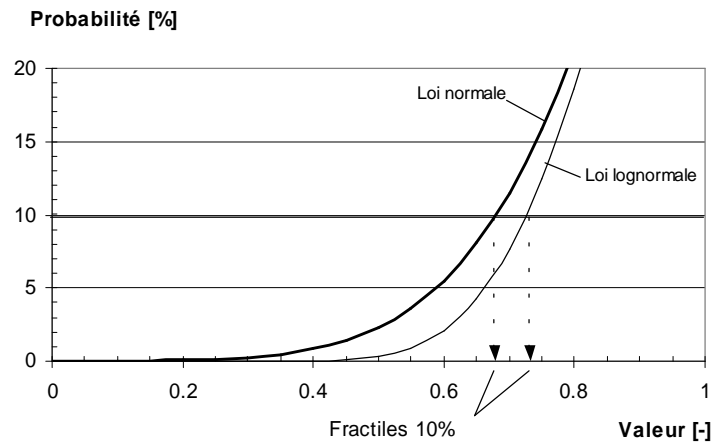


Figure 3.30 Fractile 10% et influence du type de distribution.

3.4.2.2 Analyse des résultats

La détermination des probabilités d'initiation représentées dans les figures 3.28 et 3.29 montre les aspects suivants :

- Les courbes obtenues montrent l'influence des paramètres qui ont été identifiés (classe de perméabilité, épaisseur de l'enrobage et type d'exposition).
- Pour un béton d'enrobage de classe de perméabilité C, la probabilité d'initiation de la corrosion est rapidement élevée, même avec de grandes épaisseurs d'enrobage.
- Pour un **enrobage de moins de 15 mm**, la probabilité d'initiation de la corrosion est vite importante ; en quelques années, il y a 100% de probabilité d'initiation de la corrosion et le fractile 10% est de moins de 20 ans dans tous les cas.
- Pour un **enrobage de 25 mm**, le fractile 10% varie de 10 à 60 ans selon la perméabilité et l'exposition. Pour un béton d'enrobage avec une classe de perméabilité A, le fractile 10% est de 60 ans pour une exposition au brouillard salin, mais cette valeur passe à 26 ans dans le cas d'une exposition aux éclaboussures, montrant bien l'influence des coulures.
- Pour un **enrobage de 35 mm**, un béton d'enrobage de classe de perméabilité A a des fractiles 10% de 63, 78 et 109 ans pour l'exposition directe, aux éclaboussures et au brouillard salin respectivement. Pour un béton d'enrobage de classe de perméabilité B, les fractiles 10% sont de 13, 24 et 61 ans respectivement et pour un béton de classe de perméabilité C 4, 7 et 41 ans. Ceci permet de conclure qu'avec un enrobage de 35 mm :
 - Un béton d'enrobage de classe de perméabilité A garantit un temps d'initiation de plus de 60 même dans le cas de l'exposition directe.
 - Un béton d'enrobage de classe de perméabilité B est insuffisant pour l'exposition aux éclaboussures et une exposition directe, ce qui est notamment le cas avec les infiltrations et les coulures.
 - Un béton d'enrobage de classe de perméabilité C n'offre qu'une faible protection. Les temps d'initiation sont très courts. a durée est insuffisant pour garantir une bonne durabilité avec une mauvaise classe de perméabilité du béton

- Les paliers et discontinuités des courbes proviennent comme pour les simulations des courbes de pénétration des ions chlorures du fait que la valeur de chlorures libres est celle mémorisée à la fin de la simulation de chaque année et que chaque année est différente au niveau de l'humidité et des chlorures appliqués (chapitre 3.3.6.2).

3.4.3 Ouvrages neufs

Sur la base des calculs de probabilité d'initiations de la corrosion et du fractile 10% (figures 3.30 et 3.31), il est possible d'établir une série d'observations et de recommandations pour les ouvrages neufs :

- Un béton d'enrobage de classe de perméabilité A est nécessaire pour les surfaces exposées aux expositions directes et aux éclaboussures sans protection de surface. Un enrobage de 45 mm garantit un temps d'initiation de plus de 100 ans (fractile 10%) et 80 ans pour 40 mm.
- Pour une exposition au brouillard salin, un enrobage de 35 mm (enrobage requis dans la norme [SIA_162]) avec un béton d'enrobage de classe de perméabilité A garantit un temps d'initiation de plus de 100 ans (fractile 10%).
- Un béton d'enrobage de classe de perméabilité B ne garantit qu'un temps d'initiation réduit, une protection de surface est à envisager si la surface est exposée directement ou aux éclaboussures.
- Un béton d'enrobage de classe de perméabilité C ne garantit pas de protection suffisante du béton d'enrobage si la surface est exposée à l'un des 3 types d'exposition. Une protection de surface doit être appliquée sauf si l'enrobage est de plus de 40 mm pour une exposition au brouillard salin.
- En portant une attention particulière à la qualité du béton d'enrobage, lors de la construction, la durée d'utilisation de l'ouvrage est améliorée.

3.5 Propagation de la corrosion

3.5.1 Vitesse de corrosion

La corrosion en présence d'ions chlorures présentée au chapitre 3.3 est régie par les réactions à l'anode et à la cathode. Pour que la corrosion soit entretenue, les réactions chimiques ne doivent pas atteindre leur équilibre. Ainsi, pour que la corrosion se propage il est nécessaire que :

- 1) la cathode et l'anode soient approvisionnées en oxygène dissout ou gazeux
- 2) l'anode soit approvisionnée en ions hydroxydes dissous
- 3) les ions hydroxydes formés à la cathode soient transportés ailleurs (vers l'anode et diffusés dans l'ensemble du béton).

La vitesse de la propagation de la corrosion est dictée par le phénomène précité le plus lent étant donné que les réactions sont liées entre elles. En déterminant la vitesse du phénomène le plus lent, la vitesse de la corrosion est établie.

Le phénomène qui dicte la vitesse de corrosion dépend de l'exposition de l'élément de construction de la structure et des propriétés des matériaux. En analysant les processus qui se produisent pour chaque phénomène, il est possible d'établir le processus déterminant :

- 1) L'approvisionnement en oxygène dissout et gazeux s'effectue depuis la surface par transport sous forme dissolue dans l'eau et par diffusion sous forme gazeuse. Ce processus peut être modélisé comme pour le transport de l'eau et des chlorures (chapitre 3.4). Néanmoins, les paramètres régissant le transport de l'oxygène ainsi que les hypothèses concernant la dissolution des ions oxygènes dans l'eau et le transport de gaz dans un milieu poreux partiellement saturé sous une sollicitation cyclique donneraient une grande dispersion dans les résultats et les rendraient difficilement interprétable. Cependant, dans le cas d'expositions cycliques de la surface du béton soumis aux conditions météorologiques, il peut être conclu que l'approvisionnement en ions oxygènes est suffisant pour entretenir la réaction et que leur transport ne dicte pas la vitesse de la propagation de la corrosion. Dans le cas de structures immergées ou saturées en permanence, au contraire, la présence d'ions oxygènes dicte la vitesse de la propagation.
- 2) L'approvisionnement de l'anode en ions hydroxydes est considéré comme déterminant dans le cas de structures soumises aux conditions météorologiques [HANSEN_99B et JOHANNESSON_98].
- 3) Les ions hydroxydes formés à la cathode sont transportés d'une part vers l'anode (2) et d'autre part transportés et dissous dans l'eau « pure » qui est à la surface du béton. Ce phénomène ne dicte en principe pas la vitesse de la propagation de la corrosion, car la cathode est plus petite que l'anode et le mouvement de l'eau disperse les ions hydroxydes dans des structures exposées aux conditions météorologiques extérieures.

Pour des structures exposées aux conditions météorologiques, l'approvisionnement en ions hydroxydes de l'anode (2) est déterminant pour déterminer la vitesse de corrosion.

Johannesson [JOHANNESSON_98] a modélisé le transport des ions hydroxydes polarisés par diffusion dans l'eau contenue dans le béton partiellement saturé en présence d'un champ électrique. Ce phénomène est complexe et l'estimation d'un coefficient de diffusion est difficile. Les ions hydroxydes sont transportés dans le système poreux et interagissent avec les parois des pores et les ions présents dans la solution. Aucune valeur des paramètres n'est donnée par Johannesson, qui se limite à la formulation théorique du modèle. Etant donné les incertitudes qui règnent dans ce domaine, on se limite, dans le cadre de cette recherche, à établir une vitesse de corrosion en fonction de la perméabilité du béton d'enrobage et de l'exposition d'après des courants de corrosion mesurés et des essais de corrosion dans la littérature (notamment [GONZALEZ_95]).

La corrosion est régie par l'équation de Faraday :

$$m_{corr} = \frac{i \cdot t \cdot a}{n \cdot F} \quad \text{éq. (3.29)}$$

où m_{corr} est la masse qui a réagit, i le courant de densité, a la masse atomique, t le temps, F la constante de Faraday et n le nombre d'échanges d'équivalents. Cette équation permet d'établir la propagation de la corrosion à partir de mesures du courant de corrosion ou de simulations effectuées avec des modèles électriques [HANSEN_99B] qui font intervenir la résistivité du béton.

Actuellement, l'état des recherches et des modèles permet d'établir l'influence relative des paramètres sur la vitesse de propagation de la corrosion, mais ils ne permettent pas d'établir la vitesse de corrosion de manière absolue et exacte. Les paramètres principaux sont :

- résistivité électrique du béton
- perméabilité du béton (diffusion des ions hydroxydes)
- l'humidité au niveau de l'armature
- l'exposition de la structure
- la température (dans une moindre mesure)

Dans le cadre de cette recherche, les vitesses de corrosion considérées sont basées sur des mesures d'essais trouvées dans la littérature, notamment [GONZALEZ_95, BALBANIC_96 et DHIR_94]. Les vitesses considérées sont de deux ordres :

- Pour une étude de la détérioration au niveau de la maintenance d'un réseau de ponts-routes (chapitre 4), les vitesses de corrosion à considérer sont des vitesses de corrosion généralisées. Cette corrosion provoque les dégâts sur la surface du béton qui requièrent des interventions par rapport à la corrosion par piqûres qui ne génère pas (ou peu) de dégâts à la surface.
- Pour l'étude au niveau de scénarios de ruine (chapitre 5), les piqûres de corrosion locales sont considérées, car ce type de corrosion risque de réduire rapidement la sécurité structurale et l'aptitude au service de toute la structure. La probabilité que ce type de corrosion se produise n'est pas négligeable. Les conditions nécessaires pour que cette corrosion se produise est une dépassement très localisée de l'armature qui conduit à la formation d'une petite anode et d'une grande cathode. Cette anode fournit de nombreux ions OH⁻ et consomme tous électrons produits à l'anode. Les vitesses de corrosion sont dans les cas de piqûres de corrosion 4-10 fois supérieures [GONZALEZ_95&98, BREIT_97 et ANDRADE_96].

Les vitesses de corrosion sont établies en fonction des différentes classes de perméabilité du béton d'enrobage et du type d'exposition de la structure (tableaux 3.10 et 3.11) ; une vitesse de corrosion généralisée de 0.004 mm/an correspondant environ à un courant de corrosion de 0.1 μA, 0.02 mm/an à 1 μA et 0.08 mm/an à 10 μA respectivement [GONZALEZ_95]. La corrosion de la barre est supposée uniforme sur l'ensemble du périmètre ; le diamètre de la barre diminue de deux fois la vitesse de corrosion.

Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Exposition		
	Brouillard	Eclaboussures	Direct
A	0.004	0.02	0.02
B	0.004	0.02	0.02
C	0.02	0.08	0.08

Tableau 3.10 Vitesses de corrosion généralisées [mm/an] en fonction de l'exposition et de la perméabilité.

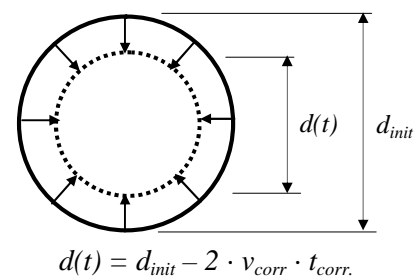


Figure 3.31 Propagation de la corrosion des barres d'armature.

Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Exposition		
	Brouillard	Eclaboussures	Direct
A	0.02	0.1	0.1
B	0.02	0.1	0.1
C	0.1	0.4	0.4

Tableau 3.11 Vitesses de corrosion par piqûres [mm/an] en fonction de l'exposition et de la perméabilité du béton d'enrobage.

3.5.2 Perte de section

Les pertes de section dues à la corrosion généralisées et dues aux piqûres de corrosion sont représentées dans le tableau 3.12 pour une barre d'armature de 16 mm de diamètre. Les pertes indiquées dans les tableaux sont représentatives de changement de condition d'état établie au chapitre 4.

Perte de section	Corrosion généralisée			Piqûres de corrosion		
	Vitesses de propagation			Vitesses de propagation		
	0.004 mm/an	0.02 mm/an	0.08 mm/an	0.02 mm/an	0.1 mm/an	0.4 mm/an
50 µm de corrosion	13	2.5	0.6	2.5	0.5	0.1
10 %	103	21	5.1	21	4.1	1.0
25 %	268	54	13	54	11	2.7

Tableau 3.12 Temps de propagation de la corrosion [années] pour atteindre les pertes de section pour une barre d'armature de 16 mm de diamètre.

La corrosion de la barre d'armature atteint rapidement un niveau très important pour des vitesses de corrosion élevées et notamment pour les piqûres de corrosion. Le temps d'initiation d'une telle corrosion sera déterminante pour établir la durée d'utilisation d'une structure. Pour une vitesse de corrosion moyenne, plusieurs dizaines d'années sont nécessaires pour que des pertes de sections significatives soient atteintes. Finalement dans les cas de corrosion lente (généralisée), qui sont plus proches des vitesses de corrosion par carbonatation du béton, les pertes de sections se font sur l'échelle de la durée d'utilisation d'un ouvrage.

3.5.3 Cas de la précontrainte

Les câbles de précontraintes constituent un cas particulier par rapport à l'armature passive. L'analyse des situations de risques [MATT_98] (figure 3.32) et des observations faites lors de la démolition de passages supérieurs sur l'autoroute de contournement de Lausanne effectuée en 1995 et 1996 [FREY_95 et BOURQUIN_96], conduit aux constatations suivantes :

- **Au niveau de l'exposition:**

Les torons du câble sont exposés à l'eau qui s'infiltré dans la gaine à la suite d'un problème d'étanchéité, d'un endommagement ou de corrosion de la gaine. Les observations ont montré que l'eau peut se déplacer longitudinalement dans la gaine. L'eau s'accumule dans les cavités dues à des défauts d'injection, notamment aux points hauts, aux points bas et au niveau des ancrages. Les pipettes d'injection et de décompression peuvent être des chemins préférentiels de pénétration si ceux-ci n'ont pas été suffisamment soignés.

- **Au niveau de la propagation de la corrosion :**

Dans les cavités et les zones avec des défauts d'injection, plusieurs (voire tous) les torons peuvent être en contact direct avec de l'eau (contaminée). L'injection de ciment ne protège pas l'acier par la création d'un environnement basique et d'une couche passive. Dans ce cas, la corrosion risque de se propager sur toutes les surfaces de tous les torons en même temps. Si la gaine est correctement injectée, la propagation de la corrosion se produit comme dans le cas de l'armature passive en commençant par les surfaces extérieures des torons de bord.

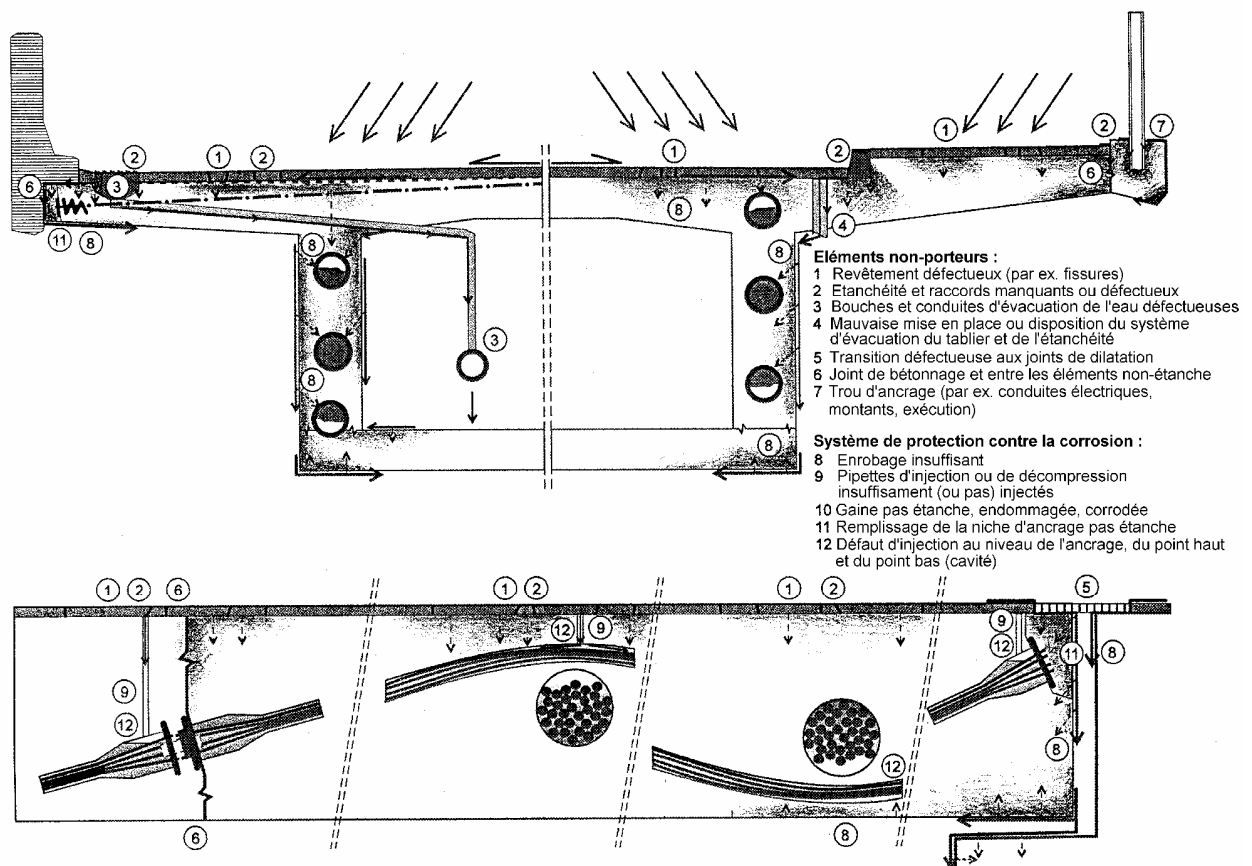


Figure 3.32 Situations de risque pour la précontrainte des ponts extrait de [MATT_98], coupes longitudinales et transversale,.

3.6 Conclusions

Dans ce chapitre, le développement d'un modèle de la détérioration du béton armé par corrosion de l'armature en présence de chlorures pour les ponts-routes, ainsi que l'étude des résultats obtenus, montrent que :

- Le modèle de pénétration des chlorures permet de simuler l'exposition des ponts-routes au sel de déverglaçage (variations d'humidité, précipitations, salage et température). La simplicité et la rapidité du modèle numérique permettent de simuler la pénétration des ions chlorures sur l'ensemble de la durée de vie d'un ouvrage, de tenir compte des différents mécanismes de transport de l'eau et des chlorures, tout en considérant la distribution spatiale de la perméabilité du béton d'enrobage. La formulation du modèle permet une application spécifique aux ponts-routes en considérant les trois classes de perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage qui peuvent être déterminés avec une méthode d'auscultation (chapitre 2.3) non-destructive, ainsi que les trois types d'exposition qui ont été identifiés (chapitre 2.2.3).
- Une approche probabiliste a permis d'établir l'évolution de la probabilité d'initiation de la corrosion et les vitesses de propagation en fonction de la perméabilité du béton d'enrobage, de l'épaisseur de l'enrobage et de l'exposition. Les résultats serviront de base à l'établissement de la détérioration (dégradation) des segments du chapitre 4 et des scénarios de ruine du chapitre 5. L'analyse des temps a aussi permis d'établir des recommandations pour la construction de nouveaux ponts.
- Les résultats et l'analyse de l'évolution de la probabilité d'initiation obtenus avec la modélisation servent non seulement à la prédiction de l'évolution de l'état d'ouvrages existants, mais permettent également d'établir des recommandations préventives pour les ouvrages neufs (chapitre 3.4.3).

Chapitre 4

Dégradation de l'état et chaînes de Markov

4.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de formuler l'évolution de l'état des ponts-routes obtenue par le modèle de détérioration du chapitre 3 sous une forme qui permette de l'intégrer dans les BMSs. La formulation de l'évolution de l'état doit contenir les paramètres des segments déterminés dans l'approche segmentielle (chapitre 2) et utiliser les chaînes de Markov qui sont largement répandues dans les BMSs tels que KUBA-MS en Suisse.

Pour atteindre l'objectif, les conditions d'état pour les éléments en béton armé sont définies dans le chapitre 4.2 telles qu'elles sont utilisées dans les BMSs. Leur relation avec la probabilité d'initiation et la propagation de la corrosion est établie. La détérioration des ponts-routes est simulée à partir des résultats du modèle du chapitre 3 sous la forme d'une dégradation probabiliste de l'état. Une dégradation est une détérioration selon les conditions d'état. Cette simulation a permis de déterminer trois vitesses de dégradation et trois conditions d'évolution correspondantes : favorables, normales et défavorables. La classification des simulations de la dégradation permet d'établir le lien entre les conditions d'évolution et les propriétés des segments (l'exposition, la classe de perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage).

Ensuite, dans le chapitre 4.3, les principes et la théorie des chaînes de Markov sont exposés. Pour les trois vitesses de dégradation, trois matrices de dégradation sont établies. Une variante de l'établissement des matrices est proposée et finalement les conclusions sont apportées dans le chapitre 4.4.

4.2 Dégradation de l'état

4.2.1 Conditions d'état

Différentes conditions d'état sont définies pour décrire l'état des éléments en béton. Dans KUBA-MS, cinq conditions d'état sont utilisées. Elles sont identifiables de manière visuelle et définies clairement par des photos et une description (tableau 4.1) dans le manuel d'inspection [KUBA_98B]. Aujourd'hui, les observations visuelles constituent, les principales sources d'information relevées aux cours des inspections principales. Elles servent de base pour la collecte de données et d'évaluation. Il est donc important que les logiciels les utilisent. Dans l'avenir, il est envisageable de compléter ces données par des informations provenant d'une instrumentation de l'ouvrage (chapitre 2.3.1).

Condition d'état	Description
1 : bon	Pas de dégât visible ; que de fines fissures superficielles ; pas de trace de corrosion
2 : acceptable	Taches de corrosion visibles et/ou écaillage local ; fines fissures dues à la corrosion de l'armature et/ou zones humides ; dégâts mécaniques insignifiants
3 : endommagé	Ecaillage avec armature visible, pertes de section insignifiantes, en moyenne moins de 10% de l'armature visible ; fissures et/ou zones humides
4 : mauvais état	Ecaillage avec armature visible, pertes de section 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

Tableau 4.1 Condition d'état des éléments en béton armé (comme définis dans KUBA-MS-TICINO [KUBA_98B]).

4.2.2 Relation entre les conditions d'état et la corrosion

Pour établir l'évolution de l'état des éléments en béton armé selon une dégradation des conditions d'état définies dans le tableau 4.1, il est nécessaire d'établir une relation quantitative avec la probabilité d'initiation de la corrosion et la corrosion de la section des armatures. Les transitions entre les conditions d'état sont représentées dans le tableau 4.2.

Transition	Etat
CE 1 à CE 2	0.2 % Cl ⁻ libre/masse de ciment
CE 2 à CE 3	50 µm de corrosion de l'armature et fissuration du béton
CE 3 à CE 4	10 % de perte de section de l'armature
CE 4 à CE 5	25 % de perte de section de l'armature

Tableau 4.2 Transitions entre les conditions d'état.

La condition d'état 1 a été définie comme un état dans lequel la teneur en chlorures libres est petite, de telle sorte que la probabilité d'initiation de la corrosion soit faible. Dans ces conditions, il est fort probable que les barres d'armature ne soient pas corrodées et qu'aucun dégât soit visible. Une limite de teneur en chlorures libres pour la transition de la condition d'état 1 à la condition d'état 2 est fixée à 0.2% de teneur en chlorures libres/masse de ciment, ce qui correspond à une probabilité d'initiation de la corrosion de 9.1% (chapitre 3.4).

La transition entre les conditions d'état 2 et 3 est fixée pour une corrosion conduisant à l'ouverture de fissures à la surface du béton. D'une part, il faut que la corrosion ait été initiée, et d'autre part, que la barre d'armature ait suffisamment corrodé pour que la fissuration se propage jusqu'à la surface. Pour des enrobages de moins de 40 mm, une épaisseur de barre corrodée de 50 µm d'armature corrodée, est une valeur moyenne conduisant à la propagation des fissures jusqu'à la surface, selon les recherches de Hansen [HANSEN_99B] et Gonzalez [GONZALEZ_95]. Dans le cadre de ce travail, on s'en tient à cette valeur moyenne. L'influence des paramètres, tels que les propriétés mécaniques du béton, le diamètre de l'armature, l'espacement des barres et l'épaisseur de l'enrobage [ALONSO_98], ne modifient pas de manière significative le temps pour atteindre une propagation de la corrosion de quelques dizaines de microns. Ce temps de propagation est petit par rapport à l'ensemble du processus de détérioration (tableau 3.12).

La transition entre les conditions d'état 3 et 4 correspond à une perte de section de l'armature de 10%. Cette limite a été fixée, car avec moins de 10% de perte de section, la diminution de la résistance et le changement du comportement structural est insignifiant pour la plupart des éléments en béton armé (chapitre 5).

La transition entre les conditions d'état 4 et 5 correspond à une perte de section de l'armature de 25%. Pour une diminution de section de plus de 25%, la résistance et le comportement structural de la majorité des éléments en béton se trouvent affectés au point de réduire de manière significative les marges de sécurité et d'aptitude au service (chapitre 5) correspondant à une situation qui requiert des mesures d'urgences [SIA_469].

4.2.3 Dégradation des ponts-routes

4.2.3.1 Simulation de la dégradation

Sur la base des résultats de l'évolution de la probabilité d'initiation (chapitre 3.4.2) et de la vitesse de propagation de la corrosion (chapitre 3.5.1), la dégradation de l'état des ponts-routes a été simulée selon les classes d'état définies au chapitre 4.2.1. Les simulations ont été effectuées pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage, les trois types d'exposition et cinq épaisseurs d'enrobage (10, 20, 30, 40 et 50 mm). Une sélection des résultats de la simulation de la dégradation est représentée dans la figure 4.1 sous la forme utilisée dans les BMS. L'ensemble des résultats des simulations sont dans l'annexe C. Dans les figures, sur l'axe des ordonnées, le pourcentage représente soit le pourcentage d'éléments dans chaque classe d'état (par ex. le pourcentage d'éléments dans chaque classe d'état au niveau d'un parc de ponts), soit la probabilité de se trouver dans la condition d'état (par exemple la probabilité d'un élément d'être dans chaque condition d'état au niveau d'un pont).

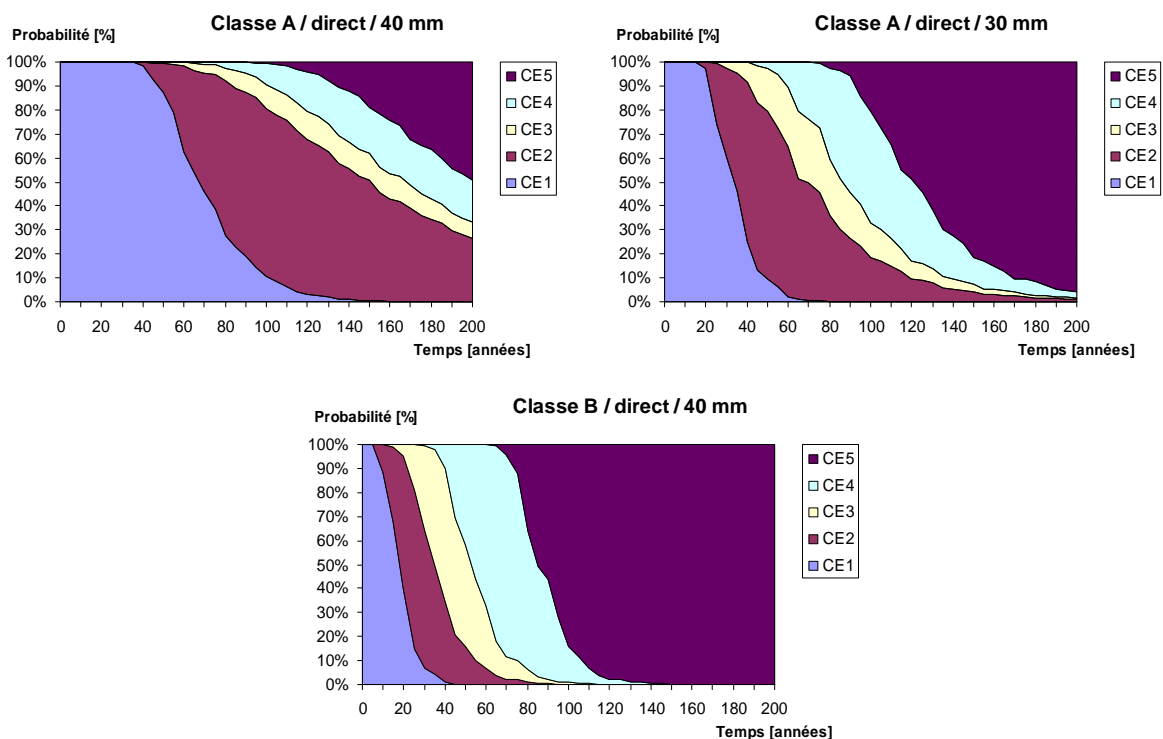


Figure 4.1 Diagrammes d'évolution de l'état obtenus avec les simulations en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage, du type d'exposition et de l'épaisseur d'enrobage.

Remarque : Les irrégularités des courbes d'évolution proviennent des discontinuités des courbes de pénétration des chlorures (chapitre 3.4.2).

4.2.3.2 Vitesse de dégradation et conditions d'évolution

Pour une approche au niveau d'un parc de ponts-routes et afin de pouvoir implémenter l'approche dans un Bridge Management System, l'ensemble des dégradations est classé selon trois vitesses définies comme suit :

- Rapide : qui conduit à moins de 50% en conditions d'état 1 et 2 après 40 ans.
- Moyenne : qui conduit à moins de 50% en conditions d'état 1 et 2 après 80 ans.
- Lente : qui conduit à moins de 50% en conditions d'état 1 et 2 après 120 ans.

A chaque vitesse de dégradation correspondent des conditions d'évolution : favorables, normales et défavorables. La comparaison et le regroupement des simulations de la dégradation permettent d'établir les conditions d'évolution en fonction des propriétés des segments (tableau 4.3).

Remarque : Pour la classification des dégradations de segments avec une grande vitesse de propagation de la corrosion (0.08 mm/an), le rapport entre le temps d'initiation et le temps de propagation est différent de celui des vitesses inférieures. Ainsi, pour la classification en vitesses de dégradation des simulations, l'ensemble de la courbe de dégradation a été considérée plutôt que les définitions ci-dessus basées sur les conditions d'état 1 et 2.

		Conditions d'évolution		
Béton	Exposition	Favorables	Normales	Défavorables
Classe A	Brouillard	-	50 mm	30 mm
	Eclaboussures	-	-	50 mm
	Direct	-	-	-
Classe B	Brouillard	45 mm	25 mm	15 mm
	Eclaboussures	60 mm	30 mm	20 mm
	Direct	-	50 mm	40 mm
Classe C	Brouillard	25 mm	15 mm	20 mm
	Eclaboussures	35 mm	25 mm	20 mm
	Direct	40 mm	30 mm	20-25 mm
		↓	↓	↓
Vitesse de dégradation		Lente	Normale	Rapide

Tableau 4.3 Conditions d'évolution et vitesses de dégradation selon l'exposition, la classe de perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage.

4.2.3.3 Influence du diamètre de l'armature

Dans les simulations de la dégradation, un diamètre de l'armature de 16 mm a été considéré pour limiter le nombre de paramètres et de simulations. Il s'agit d'un diamètre moyen des barres que l'on trouve en surface des éléments des ponts-routes. La figure 4.2 montre l'influence du diamètre des barres d'armatures et de la vitesse de corrosion sur les pertes de section.

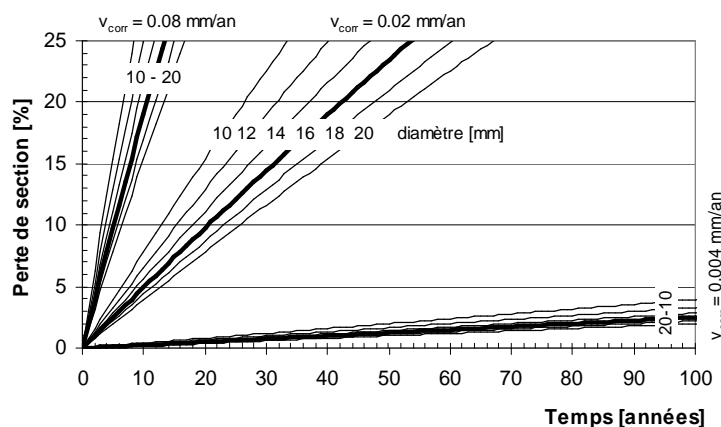


Figure 4.2 Perte de section de l'armature en fonction du diamètre de l'armature et de la vitesse de corrosion.

L'influence du diamètre des barres d'armatures sur le temps de propagation de la corrosion qui est nécessaire pour que 10% de la section soit corrodée (transition de la condition d'état 3 à la condition d'état 4) est la suivante :

- pour une vitesse de corrosion de 0.08 mm/an, le temps de propagation est de 4, 6 et 7 ans pour des barres d'un diamètre respectivement de 10, 16 et 20 mm.
- pour une vitesse de corrosion de 0.02 mm/an, le temps de propagation est de 13, 18 et 23 ans pour des barres d'un diamètre respectivement de 10, 16 et 20 mm.
- pour une vitesse de corrosion de 0.004 mm/an, les temps de propagation sont supérieurs à 200 ans pour tous les diamètres de barres.

L'influence du diamètre des barres d'armature sur le temps de propagation de la corrosion qui est nécessaire pour que 25% de la section soit corrodée (transition de la condition d'état 4 à la condition d'état 5) est la suivante :

- pour une vitesse de corrosion de 0.08 mm/an, le temps de propagation est de 9, 12 et 14 ans pour des barres d'un diamètre de 10, 16 et 20 mm respectivement.
- pour une vitesse de corrosion de 0.02 mm/an, le temps de propagation est de 34, 54 et 67 ans pour des barres d'un diamètre de 10, 16 et 20 mm respectivement.
- pour une vitesse de corrosion de 0.004 mm/an, les temps de propagation sont supérieurs à 200 ans pour tous les diamètres de barres.

On s'aperçoit que la vitesse de corrosion joue un rôle prépondérant dans l'évolution du pourcentage de section perdue et que le diamètre de l'armature joue uniquement un rôle secondaire. Le choix d'une barre d'un diamètre de 16 mm, pour établir la dégradation est une simplification qui introduit une erreur acceptable au niveau des prévisions dans le cadre des BMSs pour la transition de l'état 3 à 4 ; moins de 5 ans de différence pour des diamètres

compris entre 10 et 20 mm. Le seul problème est pour la transition de l'état 4 à 5 avec une vitesse de corrosion de 0.02 mm/an, la différence peut atteindre 20 ans pour une barre d'un diamètre de 10 mm. Cependant, la condition l'état 5 décrit un problème de sécurité structurale, ce qui est rarement le cas avec des barres d'armatures de faible diamètre qui sont souvent constructives.

En conclusion, pour des barres d'armatures d'un diamètre inférieur à 16 mm (comme les étriers), les simulations surestiment légèrement le temps de propagation. Pour les barres d'armatures d'un diamètre plus important, le temps de la propagation est sous-estimé de quelques années et les prédictions sont du côté de la sécurité.

4.3 Chaînes de Markov

4.3.1 Principe

Les chaînes de Markov sont couramment utilisées dans la plupart des BMSs tels que PONTIS [PONTIS_93A&B] et KUBA-MS [KUBA_98A&B]. Ils permettent de mettre en relation l'état d'un ouvrage au temps t et l'ouvrage au temps $t+1$ par une matrice de détérioration (ou dégradation) M selon l'équation 4.1. Cette méthode a l'avantage de pouvoir être implémentée de manière aisée dans les logiciels.

$$X_{t+1} = M^T \times X_t \quad \text{éq. (4.1)}$$

Les dimensions x_i du vecteur d'état X , d'un élément ou d'un ouvrage, sont les pourcentages qui sont dans la condition d'état ou la probabilité d'être dans la condition d'état. Ainsi l'équation 4.1 peut être formulée selon les conditions d'état :

$$\begin{matrix} CE1 : \\ CE2 : \\ CE3 : \\ CE4 : \\ CE5 : \end{matrix} \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \end{pmatrix}_{t+1} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} \\ 0 & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} \\ 0 & 0 & a_{33} & a_{34} & a_{35} \\ 0 & 0 & 0 & a_{44} & a_{45} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & a_{55} \end{bmatrix}^T \times \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ x_5 \end{pmatrix}_t \quad \text{éq. (4.2)}$$

où le vecteur de condition d'état X_{t+1} au temps $t+1$ est obtenu en multipliant le vecteur de condition d'état X_t au temps t par la matrice de dégradation M . Les pas de temps utilisés entre les états sont le temps entre les inspections principales [SIA_469] sur les ouvrages (5 ans sur le réseau des routes nationales suisses). Les coefficients de la matrice a_{ij} représentent le pourcentage d'éléments qui passent de l'état i à l'état j entre deux pas de temps. La matrice de dégradation est diagonale supérieure et la somme des coefficients de chaque ligne est égale à un.

4.3.2 Matrices de dégradation

Dans le chapitre 4.2.3.2, les dégradations ont été classées selon trois vitesses. Pour chaque vitesse de dégradation, une matrice est déterminée selon la méthode des moindres carrés. Toutes les matrices possibles sont testées et la matrice donnant la plus petite somme des carrés des écarts entre les prévisions obtenus avec la matrice et les simulations est retenue. Les trois matrices obtenues sont représentées dans le tableau 4.4 et les profils de dégradation correspondants dans la figure 4.3.

Les courbes d'évolution de la dégradation utilisées pour l'établissement des matrices de dégradation sont celles représentées dans la figure 4.1 (lente : béton/direct/40mm, moyenne : bon/direct/30mm et rapide : moyen/direct/40mm).

La période pour laquelle les matrices sont optimisées est de 200 ans pour la dégradation lente avec des conditions d'évolution favorables, 150 ans pour la dégradation moyenne avec des conditions d'évolution normales et 100 ans pour la dégradation rapide avec des conditions d'évolution défavorables. Cette période correspond au temps pour que plus de 50 % ait atteint la condition d'état 5.

Conditions favorables					Conditions normales					Conditions défavorables				
0.94	0.08	0	0	0	0.87	0.13	0	0	0	0.76	0.24	0	0	0
0	0.97	0.03	0	0	0	0.90	0.10	0	0	0	0.74	0.26	0	0
0	0	0.84	0.16	0	0	0	0.81	0.19	0	0	0	0.75	0.25	0
0	0	0	0.95	0.05	0	0	0	0.91	0.09	0	0	0	0.93	0.07
0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	1.00

Tableau 4.4 Matrices obtenues pour la dégradation des ponts-routes en béton.

Les matrices obtenues, par optimisation avec la méthode des moindres carrés, ont deux coefficients non-nuls par ligne. Ceci s'explique par l'incompatibilité de forme entre les courbes de dégradation obtenues par les simulations et les matrices de dégradation (figure 4.2). D'un côté, les dégradations obtenues avec les simulations considèrent une phase d'initiation de la corrosion, avec un temps d'initiation selon une distribution qui se situe entre une loi-normale et une loi log-normale de l'évolution, donnant une forme bombée de la courbe de transition entre la condition d'état 1 et 2. De l'autre côté, les chaînes de Markov imposent une courbe de transition entre l'état 1 et 2 qui est une fonction asymptote de formule a_{11}^t (avec $a_{11} < 1$).

La signification physique qui peut être tirée de deux coefficients non-nuls par ligne de la matrice est que l'état de l'ouvrage ne change que d'une condition d'état au maximum entre deux pas de temps. Cette propriété diminue le nombre de matrices possibles et réduit le temps de calcul.

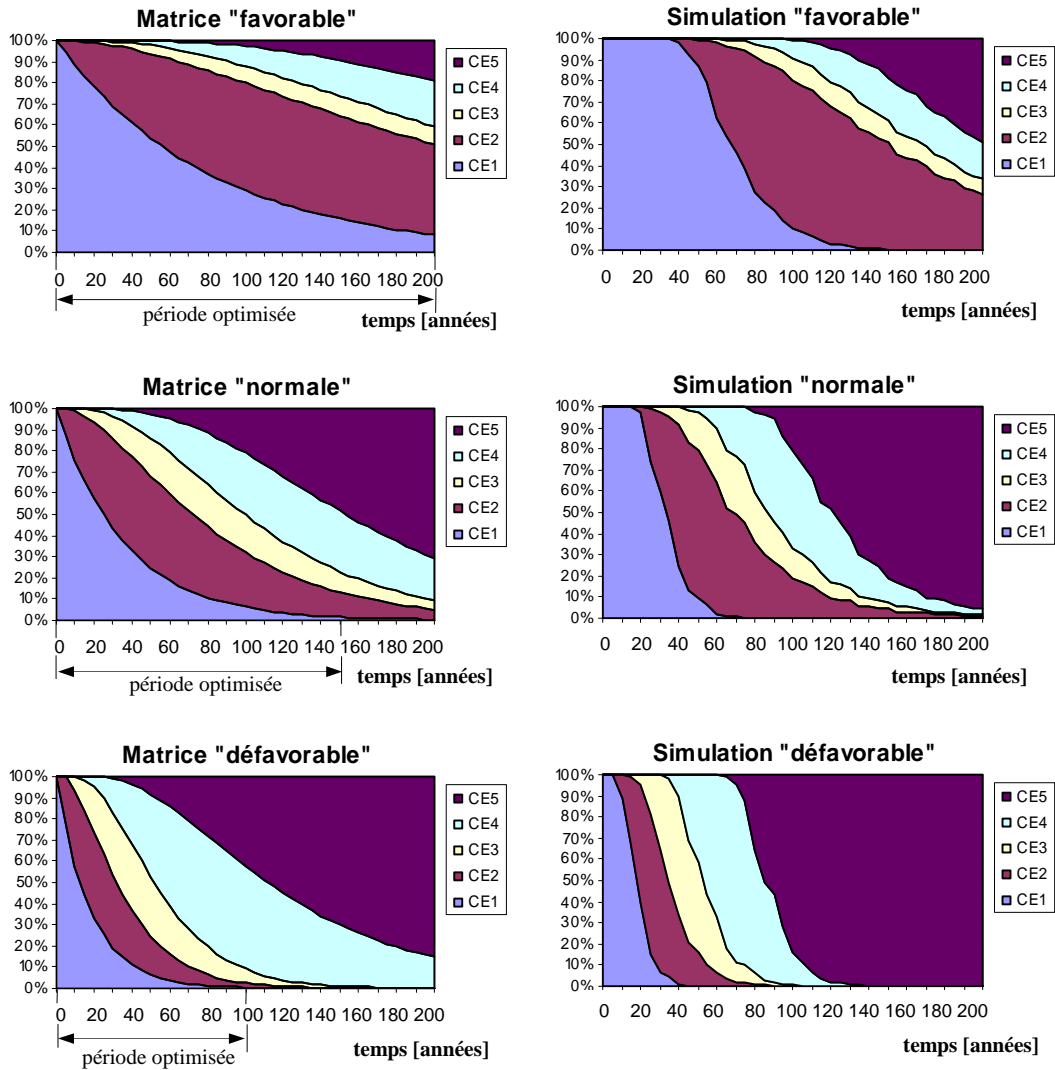


Figure 4.3 Dégradations calculées avec les matrices et les simulations numériques

4.3.3 Variante d'optimisation

Les matrices obtenues au point précédent sont les matrices donnant la meilleure approximation possible de la dégradation selon les chaînes de Markov pour l'ensemble des conditions d'état. Comme expliqué précédemment, les courbes de détérioration obtenues avec les matrices de dégradation ne sont pas identiques à celles obtenues avec les simulations numériques. Ainsi, il est possible qu'en utilisant les matrices dans le cadre d'un BMS, la planification de la maintenance soit affectée par cette différence.

Dans le cadre de la gestion d'un parc de ponts-routes en béton, la transition entre deux conditions d'état peut avoir un rôle déterminant dans l'établissement de la stratégie d'intervention. Par exemple, dans le cas des ponts-routes en béton, aucune intervention n'est planifiée pour les éléments en condition d'état 1 et 2, alors que lorsque l'élément passe en condition d'état 3, une intervention est envisageable. Il est dès lors essentiel que les matrices soient optimisées pour la transition entre les conditions d'état 2 et 3. Un raisonnement identique peut être effectué pour la transition entre les conditions d'état 3 et 4, où l'intervention devient nécessaire. Les matrices optimisant la transition 2-3 figurent dans le tableau 4.4 et les matrices optimisant les transitions 3-4 dans le tableau 4.5. Les dégradations calculées avec ces matrices sont représentées dans la figure 4.4.

Conditions favorables					Conditions normales					Conditions défavorables				
0.96	0.04	0	0	0	0.88	0.12	0	0	0	0.67	0.33	0	0	0
0	0.93	0.07	0	0	0	0.87	0.13	0	0	0	0.81	0.19	0	0
0	0	0.80	0.20	0	0	0	0.76	0.24	0	0	0	0.76	0.24	0
0	0	0	0.89	0.11	0	0	0	0.83	0.17	0	0	0	0.91	0.09
0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	1.00

Tableau 4.4 Matrices optimisant la transition de la condition d'état 2 à la condition d'état 3

Conditions favorables					Conditions normales					Conditions défavorables				
0.93	0.07	0	0	0	0.85	0.15	0	0	0	0.74	0.26	0	0	0
0	0.92	0.08	0	0	0	0.84	0.16	0	0	0	0.74	0.26	0	0
0	0	0.93	0.07	0	0	0	0.85	0.15	0	0	0	0.75	0.25	0
0	0	0	0.89	0.11	0	0	0	0.83	0.17	0	0	0	0.90	0.10
0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	1.00	0	0	0	0	1.00

Tableau 4.5 Matrices optimisant la transition de la condition d'état 3 à la condition d'état 4.

Les matrices, obtenues avec la variante d'optimisation, diffèrent de celles obtenues avec une optimisation de l'ensemble des transitions. Les coefficients des matrices varient de quelques pourcents (11% au maximum) et il y a aussi deux coefficients non-nuls par ligne. En optimisant l'une des transitions d'une condition d'état à une autre, la courbe de celle-ci est améliorée mais des écarts subsistent, car l'allure des courbes obtenues avec les chaînes de Markov reste similaire.

Les chaînes de Markov sont limitées dans la modélisation de la détérioration. En considérant une matrice constante dans le temps, aucune relation directe n'existe entre le mécanisme de détérioration et les coefficients de la matrice. Etant donné que différentes optimisations sont possibles, il est nécessaire de définir clairement l'application qui sera faite de la matrice et ce qu'il faut optimiser. Ainsi, les matrices de dégradations rempliront au mieux leur fonction dans le cadre de Bridge Management Systems.

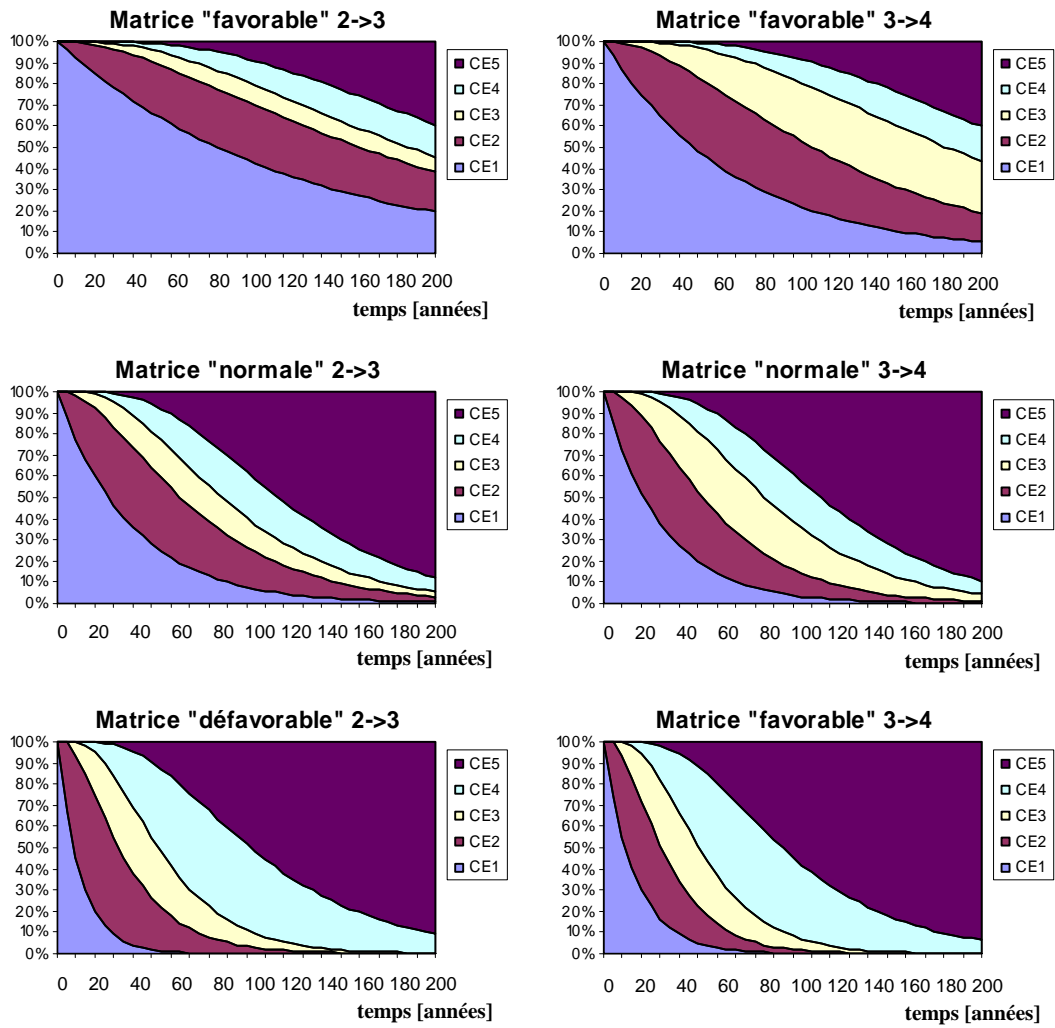


Figure 4.4 Dégradations calculées avec les matrices pour une optimisation de la transition 2 à 3 et de la transition 3 à 4.

4.4 Conclusions

Dans ce chapitre, le modèle développé au chapitre 3 a été utilisé pour simuler la dégradation des ponts-routes selon les conditions d'état utilisées dans les BMS et la dégradation a été formulée selon les chaînes de Markov. L'étude effectuée permet d'établir que :

- Les chaînes de Markov intègrent aisément les approches probabilistes (notamment la probabilité d'initiation de la corrosion).
- Sur la base des simulations, une relation a été établie entre les paramètres des éléments en béton armé, définis dans l'approche segmentielle (chapitre 2), et leur dégradation.
- La définition de trois vitesses de dégradation permet de classer l'ensemble des dégradations selon des conditions d'évolution (favorables, normales et défavorables).
- Par la détermination de trois matrices de dégradation correspondant aux trois vitesses de dégradation, les résultats du modèle peuvent être intégrés dans les BMS.
- La formulation de chaînes de Markov avec des matrices à coefficients constants présente une certaine imprécision pour représenter la détérioration. Une variante d'optimisation a permis d'établir des matrices optimales pour différentes transitions de conditions d'état.
- La forme des courbes de dégradations conduit à des matrices de dégradation qui n'ont que deux coefficients non-nuls par ligne. Ainsi, le nombre de matrices possibles est réduit et le temps nécessaire, pour la détermination de la matrice optimale de la dégradation par la méthode des moindres carrés, est diminué.

Chapitre 5

Scénarios de ruine

5.1 Introduction

Dans le chapitre 4 et actuellement dans les BMS, les notions de sécurité structurale et d'aptitude au service ne sont pas incluses en considérant le comportement structural des ouvrages. La condition d'état 5 est la seule qui fait référence à la sécurité structurale en déterminant un « état alarmant » (chapitre 4). Aucune autre relation n'est utilisée entre l'état d'un élément et son comportement. De plus, le rôle structural de chaque élément et de son armature n'est pas considéré. Cela convient bien dans le cas de la maintenance d'un réseau d'ouvrages où l'état visuel de l'ouvrage dicte les interventions (durabilité), mais cela fait défaut lorsqu'il s'agit de traiter des aspects de l'aptitude au service et de la sécurité structurale.

Une approche au niveau du comportement structural, qui étudie l'évolution de l'état des ponts jusqu'à leur ruine par l'établissement de scénarios de ruine, comme proposée dans ce chapitre, permet d'introduire l'échelle du temps et d'établir une durée d'utilisation. L'approche apporte une meilleure vue sur l'évolution à long terme de l'aptitude au service et de la sécurité structurale des ponts-routes en béton. Les éléments/segments « déterminants », les points faibles et les zones clés de l'ouvrage sont identifiés. Une telle approche peut avoir des répercussions sur la stratégie de maintenance à adopter et conduire à un choix de mesures d'interventions différent.

La méthodologie et les hypothèses utilisées pour l'établissement des scénarios de ruine sont exposé au chapitre 5.2. Ensuite, les scénarios de ruine déterminants sont identifiés pour chaque type de pont et appliqués à l'échantillon représentatif des ponts dans le chapitre 5.3. Les segments déterminants sont identifiés et l'influence des paramètres sur le comportement structural est analysé. Finalement, dans le chapitre 5.4, une analyse globale de l'ensemble des scénarios permet d'établir les conclusions. Un système pour inclure la sécurité structurale dans les BMSs est proposé.

5.2 Méthodologie et hypothèses

5.2.1 Scénarios de ruine

L'étude du comportement d'un ouvrage jusqu'à sa ruine passe par l'analyse d'un scénario de ruine. Un scénario de ruine se définit par :

- Les propriétés du pont :
 - Le comportement structural du pont
 - Les propriétés des segments telles que l'armature, la classe de perméabilité et l'épaisseur du béton d'enrobage.
- Les sollicitations :
 - Les charges permanentes et les charges utiles de trafic.
 - L'exposition au sel de déverglaçage.

La ruine du pont se produit selon un mécanisme de ruine en rapport avec le comportement structural du pont, c'est-à-dire la formation de rotules plastiques ou de lignes de rupture. Le mécanisme évolue suite à la perte de section de l'armature, par corrosion en présence de chlorures. La plastification des sections crée une redistribution des efforts dans la structure jusqu'à ce que la sécurité structurale ne soit plus garantie. Pour le mécanisme, des valeurs représentatives du comportement structural aussi bien au niveau de l'aptitude au service qu'au niveau de la sécurité structurale sont définies.

5.2.2 Méthodologie

L'établissement des scénarios de ruine suit le cheminement suivant :

- Sur la base de l'expérience et de la connaissance du parc des ponts du réseau des routes nationales et particulièrement de l'échantillon représentatif sélectionné dans la région lausannoise de la structure, les mécanismes de ruine déterminants sont identifiés pour chaque type de pont (chapitre 2.4).
- En fonction de l'exposition, des propriétés du béton d'enrobage et du système d'évacuation de l'eau (étanchéité, joints et « goutte-pendante »), qui déterminent les temps d'initiation et les vitesses de propagation de la corrosion, l'évolution de l'état est établie pour les mécanismes identifiés.
- La méthode cinématique est utilisée pour analyser les mécanismes de ruine. Elle s'adapte bien à ce type d'analyse, car en plaçant des rotules (ou lignes de rupture) au niveau des sections attaquées par la corrosion, elle permet d'obtenir une borne supérieure de la sécurité structurale. Les mécanismes sont établis afin de se rapprocher au plus près du comportement de la structure et ainsi obtenir une borne supérieure la plus proche possible de la solution exacte. Pour les mécanismes des poutres, la valeur minimale est obtenue selon le mécanisme le plus défavorable en vérifiant que le moment résistant plastique n'est pas dépassé dans les autres sections que les rotules. Pour les mécanismes des dalles, la valeur minimale est obtenue par le choix d'une configuration réaliste des lignes de rupture et la variation de leur géométrie (angle et taille).
- Une analyse comparative des différents scénarios et des paramètres permet de mettre en évidence les éléments essentiels des scénarios et de tirer les conclusions.

5.2.3 Hypothèses

5.2.3.1 Approche semi-déterministe

Dans le cadre de cette première approche sur les scénarios de ruine au niveau de l'ensemble d'un réseau d'ouvrages, une approche semi-déterministe/semi-probabiliste, comme dans la norme de dimensionnement [SIA_160], a été utilisée. Des valeurs caractéristiques de la résistance des matériaux et des sollicitations sont obtenues en prenant des valeurs caractéristiques correspondant à des fractiles de la distribution probabiliste des sollicitations et des résistances.

Une approche semi-déterministe permet de comprendre de manière aisée l'influence des nombreux paramètres, de cerner les mécanismes principaux, de déterminer les éléments déterminants et de ne pas se perdre dans l'interprétation des résultats. Actuellement, de nombreuses études et recherches établissent des probabilités de rupture des structures [ENRIGHT_98, Paulsson_97, STEWARD_98B&C et THOFT_98]. De telles recherches sont très utiles pour étudier un mécanisme spécifique dont on connaît bien tous les paramètres. Dans le cas des scénarios de ruine des ponts-routes en béton au niveau d'un réseau, les paramètres sont trop nombreux et leurs distributions probabilistes encore mal connues pour obtenir des résultats clairs avec une approche probabiliste. Dans le cas présent, l'utilisation d'un coefficient de sécurité structural semi-déterministe permet de comparer l'évolution de la sécurité d'une structure au même titre qu'une probabilité de rupture de la structure.

L'évaluation de la sécurité structurale de la structure est faite en déterminant le coefficient de sécurité structural n . Celui-ci est obtenu par le rapport entre la résistance ultime R , le coefficient de résistance g_R et la sollicitation de dimensionnement avec facteurs de charge S_d (équation 5.1). Le coefficient de résistance tient compte des divergences entre le système porteur réel et celui considéré dans le modèle, des simplifications et imprécisions du modèle de résistance ainsi que des imprécisions relatives aux dimensions des sections. La détermination du coefficient de sécurité structural est faite en considérant une actualisation des actions et des résistances, décrite dans ce sous-chapitre et résumée dans le tableau 5.2.

$$n = \frac{R/g_R}{S_d} = \frac{R_d}{S_d} \quad (\text{équation 5.1})$$

L'évaluation de l'aptitude au service est faite en déterminant le coefficient d'aptitude au service n_{apt} par le rapport entre la flèche calculée de l'ouvrage w_{calc} et de la flèche limite selon la norme w_{lim} , soit 1/600 sous l'effet d'une action variable de courte durée et 1/700 sous l'effet du poids propre de la structure porteuse, des actions permanentes et d'une action variable de longue durée, y compris les déformations de longue durée [SIA_160] :

$$n_{apt} = \frac{w_{calc}}{w_{lim}} \quad (\text{équation 5.2})$$

Dans le cadre de cette recherche, seule la vérification de la sécurité structurale par des mécanismes de ruine à la flexion et la vérification de l'aptitude au service par des flèches sont effectuées. Les principaux mécanismes et autres vérifications qui n'ont pas été considérés ou négligés dans ce travail sont :

- Le poinçonnement de la dalle du tablier sous la charge concentrée d'une roue de camion. Ce mécanisme n'a pas été considéré, car les contraintes de cisaillement occasionnées dans la dalle du tablier sont très faibles par rapport à la résistance du béton pour des épaisseurs usuelles des dalles (20 cm et plus).

- Aucun mécanisme avec un problème d'effort tranchant n'a été considéré. La résistance à l'effort tranchant des poutres principales et des caissons est largement liée à précontrainte ; d'une part par la forte inclinaison des bielles comprimées, qui est possible grâce à l'effort normal de la force de précontrainte et d'autre part par la reprise d'une partie de l'effort tranchant par la composante inclinée de la force de précontrainte $V_p \sin \alpha$.

L'analyse complète des structures existantes en béton armé peut être effectuée par l'intermédiaire de champs de contraintes dans les éléments de la structures avec la théorie de la plasticité par la formation de treillis (bielles comprimées et tendues) [MARTI_99]. Dans le cadre de cette recherche, cette approche n'a pas été considérée, mais elle permet souvent de vérifier la sécurité structurale en cas de problème d'effort tranchant [STOFFEL_99&00].

- La diminution de l'adhérence entre l'armature et le béton, suite à la corrosion de la surface de l'armature, et une diminution de l'ancrage des barres n'ont pas été considérés.
- La corrosion des têtes d'ancrage des câbles de précontrainte n'a pas été considérée.
- Aucune vérification n'a été effectuée au niveau de la fissuration du béton. Il n'y a pas vraiment de critère visuel et esthétique de l'ouverture des fissures pour la plupart des éléments et des ponts-routes. D'autre part, il n'existe pas de critère absolu pour déterminer la dimension de la fissure qui est acceptable sur un pont-route. La durabilité de la structure, qui peut être modifiée lorsque les fissures permettent le passage d'eau, peut être considérée comme une base pour fixer une valeur limite (par exemple $w_c = 0.3$ à 0.5 mm).
- La fatigue et les contraintes en service (déformations et fluage) sont des phénomènes qui peuvent générer des problèmes dans certains cas particuliers et pour les ponts à grandes portées (fluage). Pour la grande majorité des structures en béton armé (et précontraint), qui constituent le parc des ouvrages routiers, la fatigue et les contraintes en service ne sont pas essentielles.

5.2.3.2 Sollicitations

Les actions considérées dans les scénarios de ruine sont les actions liées à une utilisation normale routière :

- Poids propre de la structure porteuse.
- Poids propre des éléments non-porteurs tels que le revêtement, l'étanchéité, les bordures, les glissières, etc.
- Actions verticales du trafic, les modèles de charge 1, 2 et 3 selon la norme suisse [SIA_160]. Les charges de transports exceptionnels, correspondant au modèle de charge 4 de la norme, n'ont pas été considérées.

Les sollicitations dues aux autres actions n'ont pas été considérées : soit notamment les pressions du vent, les charges de neige, les variations de température, les chocs, les forces de freinage, le séisme, etc.

La sollicitation de dimensionnement S_d , pour la vérification de la sécurité structurale, s'obtient par la combinaison des actions avec des coefficients partiels (facteurs de charge) [SIA_160]. La sollicitation maximale est généralement obtenue en considérant le poids propre

de la structure porteuse G_d , la charge de trafic comme prépondérante Q_d et le poids propre de la structure non porteuse comme action concomitante Q_a :

$$S_d = G_d + Q_d + Q_a \quad (\text{équation 5.3})$$

Poids propre de la structure porteuse

La valeur de dimensionnement du poids propre de la structure porteuse G_d est défini par :

$$G_d = g_g \cdot G_m \quad (\text{équation 5.4})$$

où g_g est le facteur de charge du poids propre et G_m la valeur moyenne du poids propre de la structure porteuse. Dans le cadre de cette recherche, l'actualisation des sollicitations dues au poids propre des éléments porteurs est faite en réduisant le facteur de charge de 1.3 à 1.15 comme montré par la recherche [BAILEY_99] et en appliquant la directive [SIA_462]. Cette réduction peut être effectuée seulement à la suite la vérification des dimensions réelles de la structure.

Poids propre des éléments non-porteurs

La valeur du dimensionnement du poids propre non-porteur en tant qu'action concomitante Q_a est défini par :

$$Q_a = y \cdot Q_r \quad (\text{équation 5.5})$$

où y est le facteur de charge de l'action concomitante et Q_r la valeur représentative de l'action. Comme pour la structure porteuse, l'actualisation est faite en réduisant le facteur de charge de 1.3 à 1.15 en considérant que les dimensions réelles de la structure ont été mesurées [SIA_462, BAILEY_96 et BANZ_98].

Actions du trafic

La valeur de dimensionnement des charges dues au trafic Q_d est donné par :

$$Q_d = g_Q \cdot Q_r \quad (\text{équation 5.6})$$

où g_Q est le facteur de charge de l'action prépondérante égal à 1.5 et Q_r la valeur représentative de l'action.

Dans la norme SIA 160, les charges de trafic se composent de 3 modèles de charge si l'on exclut les charges de trafic exceptionnelles. Les charges sont représentées à la figure 5.1. Sur le modèle de charge concentrée, un coefficient dynamique F_l s'applique pour tenir compte de la sensibilité de la structure porteuse à l'égard des actions dynamiques.

Dans cette recherche, une actualisation des charges de trafic est faite par une diminution des charges (tableau 5.2). Cette diminution est faite en accord avec les recherches dans le domaine des charges routières [BEZ_95 et BAILEY_96]. Le modèle de charge 1 a été modifié au niveau de sa valeur représentative en passant de 75 kN à 65 kN dans les situations de risque où seul un camion peut se trouver dans la zone de rupture. Cette réduction se justifie, car une valeur de 75 kN tient compte de la probabilité que deux camions surchargés se trouvent côte à côte.

Pour les dalles des tabliers, le coefficient dynamique F_l est actualisé en le diminuant de 1.8 (selon la norme [SIA_160]) à 1.2. L'étude du comportement dynamique des dalles de roulement des ponts existants effectués au MCS [BROQUET_99] a montré que l'effet dynamique est de 20% au maximum sur les sollicitations déterminantes pour les tabliers des ponts ayant les caractéristiques du réseau des routes nationales.

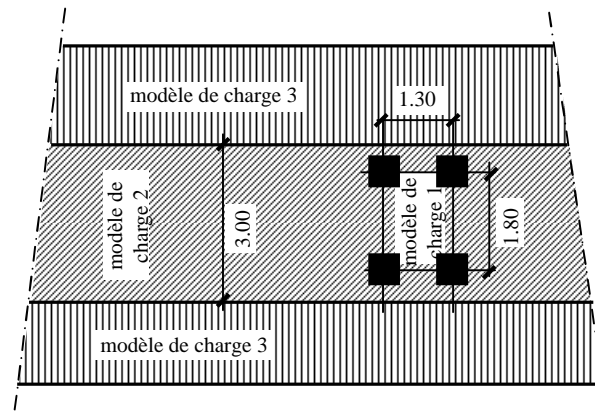


Figure 5.1 Modèles de charge de trafic selon la norme [SIA_160].

5.2.3.3 Résistance

La résistance des sections de la structure porteuse est déterminée en utilisant les modèles de résistance de la norme de béton armé et précontraint [SIA_162]. Les valeurs des résistances des matériaux de la norme de dimensionnement des structures sont utilisées avec une augmentation de 10% pour les barres d'armature passives. La valeur de la norme utilisée pour le dimensionnement est conservatrice et des essais sur les aciers en place montrent souvent une meilleure résistance que les valeurs caractéristiques de la norme. Ces valeurs se basent sur un fractile de 5% des essais. Pour la précontrainte, une augmentation de 5% seulement de la résistance a été considérée, étant donné que les propriétés des matériaux ont été établies initialement de manière plus fine par des essais de qualité [SIA_162/1] et que la rupture est plus fragile que pour l'armature passive.

En ce qui concerne la résistance du béton, aucune actualisation n'a été considérée. Comme le montre la figure 5.2, pour une section rectangulaire (pourcentage d'armature de 1%, un béton B35/25 et de l'acier S500), une augmentation de la résistance du béton de 10% ne modifie la résistance de la section que de 1.6% par rapport à 8.1% pour l'acier. Ainsi, pour une vérification de la flexion, une actualisation de la valeur de la résistance du béton peut généralement être négligée.

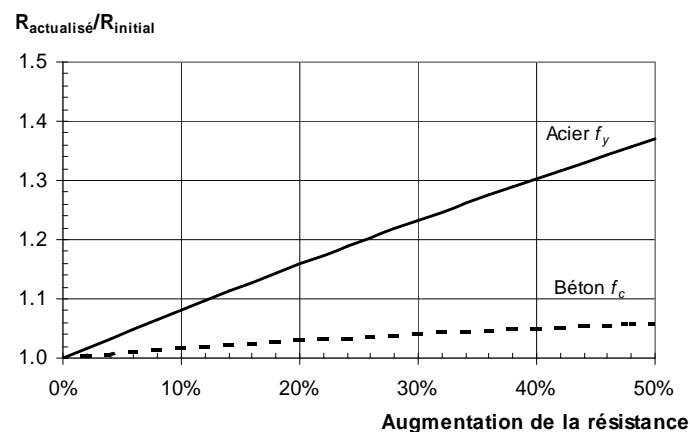


Figure 5.2 Influence de l'augmentation de la résistance de l'acier (S500) f_y et du béton (B35/25) f_c sur la résistance d'une section avec un pourcentage d'armature de 1%

5.2.3.4 Corrosion

Comme présentée dans le chapitre 4, la corrosion en présence de chlorures se déroule en deux phases ; la phase d'initiation et la phase de propagation. Plusieurs hypothèses ont été faites dans le cadre de cette recherche :

- Les classes de perméabilité du béton d'enrobage (avec leur distribution) et les types d'expositions définies dans les chapitres précédents sont utilisés.
- Le temps d'initiation de la corrosion est considéré comme le temps pour que 10% de probabilité de corrosion de l'armature soit atteinte (tableau 3.9).
- La durée de vie de l'étanchéité posée sous le revêtement est estimée à 20 ans. Après cette période, la face supérieure du tablier est supposée être exposée directement au sel de déverglaçage. Cette valeur correspond aux observations faites in-situ sur les ponts du réseau des routes nationales dans le cadre de cette recherche et dans les travaux effectués au laboratoire fédéral d'essai des matériaux et de recherche (EMPA) [FRITZ_99]. Les ponts montrent des défauts de l'étanchéité par l'apparition locale de zones humides sous le tablier au bout d'une vingtaine d'années.
- La corrosion est localisée au niveau de la section la plus défavorable pour le mécanisme de détérioration choisi. Dans certains cas, cette hypothèse a une grande importance, comme pour l'armature pour le moment négatif sur appui, alors que dans d'autres cas, comme pour l'armature en travée, l'influence de la localisation est mineure (chapitre 5.3.1.3).
- La corrosion considérée est celle par piqûres locales (tableau 3.12, reproduit dans le tableau 5.1).

Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Exposition		
	Brouillard	Eclaboussures	Directe
	Vitesse de propagation [mm/an]		
A	0.02	0.1	0.1
B	0.02	0.1	0.1
C	0.1	0.4	0.4

Tableau 5.1 Vitesses de propagation des piqûres de corrosion en fonction de l'exposition et de la perméabilité du béton d'enrobage

- Pour les câbles de précontrainte :
 - Dans le cadre de l'étude des scénarios de ruine, il n'est pas tenu compte des chemins préférentiels que peuvent être les pipettes de décompression et d'injection, ainsi que de la corrosion au niveau de l'ancrage (chapitre 3.5.3). Il est supposé qu'il n'y a pas de problème d'infiltrations dans les pipettes et que l'ancrage est suffisamment protégé. Il est à souligner que lorsque l'on traite d'un ouvrage réel existant, il est nécessaire d'évaluer ces points particuliers et le cas échéant faire d'autres hypothèses.
 - Le temps d'initiation de la corrosion est le temps mis pour que la corrosion commence au niveau de la gaine dans la zone où le temps d'initiation est le plus faible. Cette hypothèse est conservatrice du point de vue de la circulation d'eau dans la gaine (défauts d'injections) et tient compte d'observations effectuées (chapitre 3.5.3). Une fois que la gaine est atteinte, des défauts

d'injections des gaines peuvent permettre aux chlorures de se déplacer rapidement et d'atteindre tous fils ou torons.

- La propagation de la corrosion des câbles de précontrainte se fait comme pour les barres d'armature par la diminution de la section dans le temps. Le diamètre considéré pour le calcul de la perte de section est le diamètre des torons ou des fils. Cette hypothèse est conservatrice ; elle considère une mauvaise injection, où la corrosion se propage sur tous les torons en même temps. Dans les cas favorables, la corrosion commence par les torons situés au bord du câble (chapitre 3.5.3), mais l'hypothèse défavorable est retenue.

5.2.3.5 Résumé

L'ensemble des hypothèses pour la prévision de l'évolution de la sécurité structurale et de l'aptitude au service sont résumés dans le tableau 5.2.

	Valeurs actualisées
Facteur de charge du poids propre de la structure porteuse g_g	1.15
Facteur de charge du poids propre des éléments non porteurs y	1.15
Facteur de charge du trafic g_Q	1.5
Coefficient dynamique F_I	1.2
Charges de trafic :	
- modèle 1	65 kN* / 75kN
- modèle 2	5 kN/m ²
- modèle 3 (selon largeur)	2.5 – 3.5 kN/m ²
Coefficient de résistance g_R	1.2
Résistance du béton	$f_c = 0.65 f_{cw,min}$
Résistance de l'acier :	
- armature passive	$f_y + 10 \%$
- précontrainte	$f_{y,p} + 5 \%$
Temps d'initiation	fractile 10% selon tableau 3.9
Durée de l'étanchéité	20 ans
Propagation de la corrosion	par piqûres selon tableau 5.1

* 65 kN pour mécanisme de ruine sans la juxtaposition de 2 camions

Tableau 5.2 Valeurs actualisées pour l'évaluation de la vérification de la sécurité structurale et de l'aptitude au service.

5.3 Scénarios de ruine type

5.3.1 Ponts à béquilles

5.3.1.1 Introduction

Les ponts à béquilles constituent une grande partie des passages supérieurs sur les routes nationales. Le principal système statique de ces ouvrages est composé de plusieurs systèmes longitudinaux identiques (figure 5.3) qui sont reliés entre eux transversalement. Les systèmes de tabliers sont la juxtaposition de plusieurs caissons ou de poutres (en I ou en T) souvent préfabriqués qui reposent chacun sur leurs propres béquilles. Les dalles évidées, qui sont parfois utilisées, peuvent aussi être considérés comme des poutres en I juxtaposées, qui sont liées entre elles.

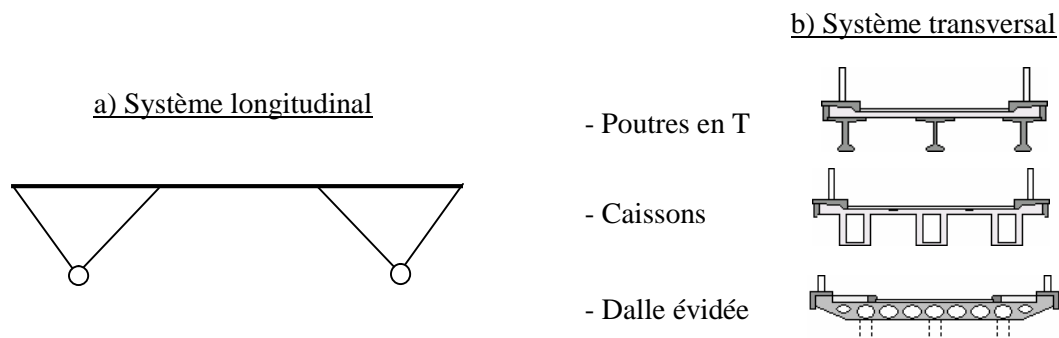


Figure 5.3 Pont à béquilles, système longitudinal et transversal.

Sur la base de quelques simulations du comportement transversal de plusieurs ponts à béquilles il a pu être établi que :

- Dans le cas de poutres en caissons, la redistribution entre les poutres peut être importante si la dalle est uniforme. Dans le cas d'un joint longitudinal constructif bétonné en place, seule une faible redistribution transversale est possible.
- Dans le cas de poutres en I (ou en T) souvent préfabriquées, et recouvertes d'une dalle coulée en place, la redistribution est limitée par le moment de torsion créé par l'excentricité des charges provenant de la poutre de bord. Les poutres en I (ou en T) ont une faible résistance à la torsion et limitent la redistribution des efforts. Pour un pont tel que le pont N°2 (annexe A), seule une dizaine de pourcents de la charge totale peuvent être transmis entre les poutres.
- Dans le cas d'une dalle évidée, le problème est plus complexe. La dalle se comporte comme la juxtaposition d'une multitude de poutres qui sont reliées entre elles plus solidement que dans le cas des poutres. Dans le cadre de cette recherche, le comportement de la structure a été considéré en prenant comme hypothèse d'une distribution transversale des charges entre les parties de la dalle du tablier situées au-dessus de chaque béquille.

5.3.1.2 Mécanismes de ruine

Différents mécanismes de ruine d'un pont à béquille sont possibles. Sur la base des observations faites, les principaux mécanismes probables et retenus sont :

- i) La corrosion de l'armature de la section au centre de la travée (figure 5.4). La diminution de la résistance de la section conduit à la formation d'une rotule. Suite à la diminution de résistance, il y a une redistribution des efforts qui se reporte au niveau des moments négatifs au-dessus de la béquille avant. La sécurité structurale est garantie jusqu'à ce que la résistance au-dessus des béquilles avant soit atteinte et que des rotules se forment, conduisant à un mécanisme.

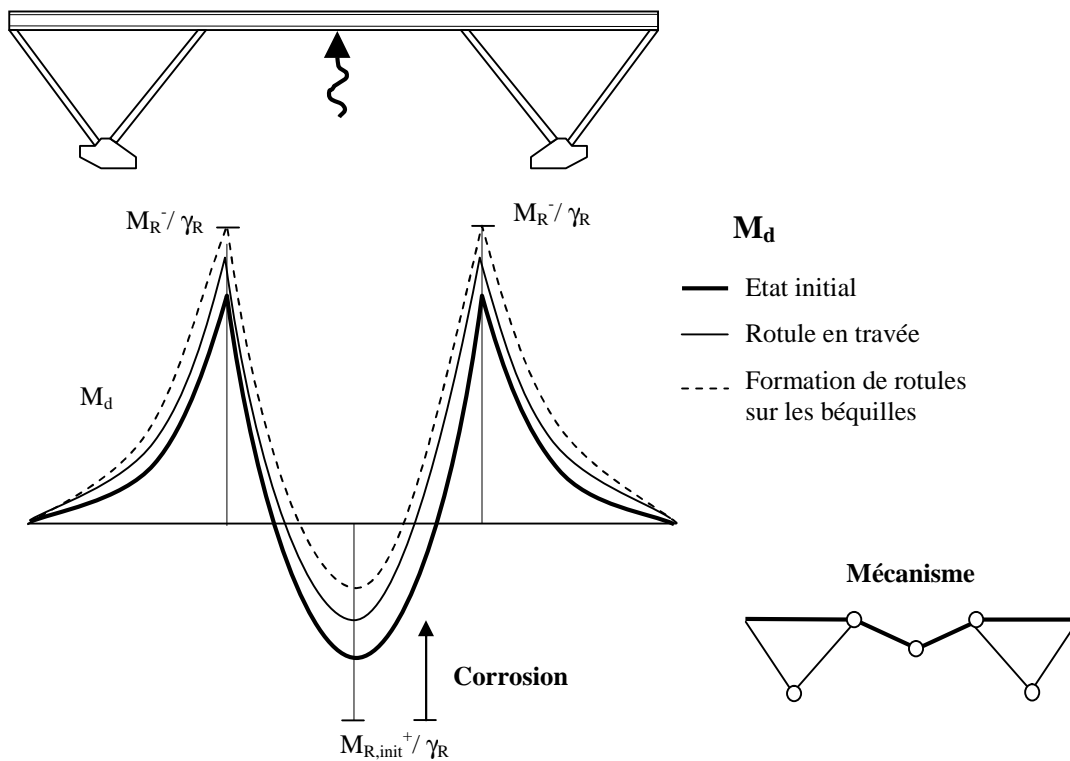


Figure 5.4 Corrosion de l'armature de la travée centrale.

- ii) La corrosion de l'armature de la section au-dessus de la béquille avant (figure 5.5). La diminution de la résistance de la section conduit à la formation de rotules sur appui. L'effort est redistribué en travée et la sécurité structurale est garantie jusqu'à la formation d'une rotule dans la travée centrale.

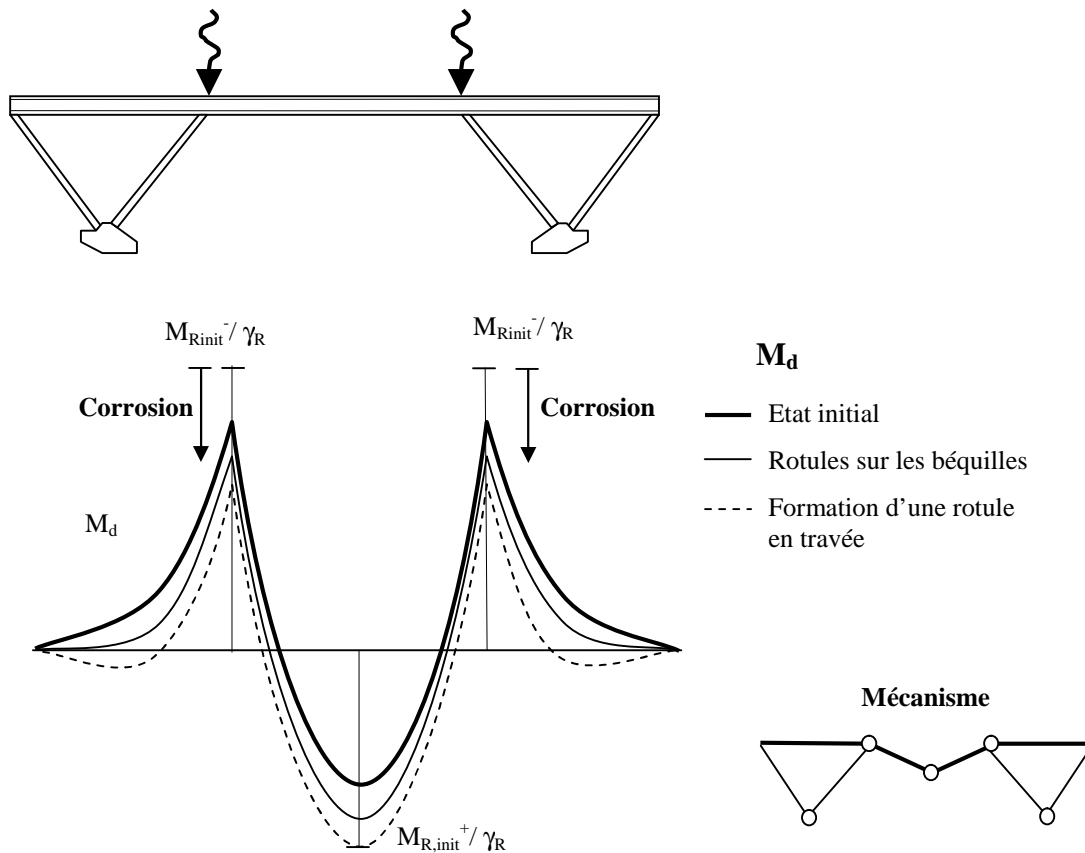


Figure 5.5 Corrosion de l'armature au-dessus de la béquille.

- iii) Combinaison des mécanismes i) et ii) par des temps d'initiation de la corrosion qui font que la corrosion se propage en travée et sur la béquille.
- iv) La corrosion de l'armature de la béquille arrière (figure 5.6). Le choix des portées, lors de la conception, a été effectué de sorte qu'il n'y ait pas de traction dans la béquille sous les charges permanentes. Ainsi, ce n'est que dans le cas d'une charge de trafic sur la travée centrale que le système longitudinal génère une traction sur la béquille arrière.

La perte totale de la résistance à la traction de la béquille arrière conduit à une plastification de la section en travée (figure 5.6). La sécurité de la poutre seule n'est juste pas garantie. L'entretoise d'extrémité permet d'apporter la petite réaction d'appui qui est nécessaire étant donné que les poutres adjacentes n'apportent qu'une redistribution transversale limitée (chapitre 5.3.1.1).

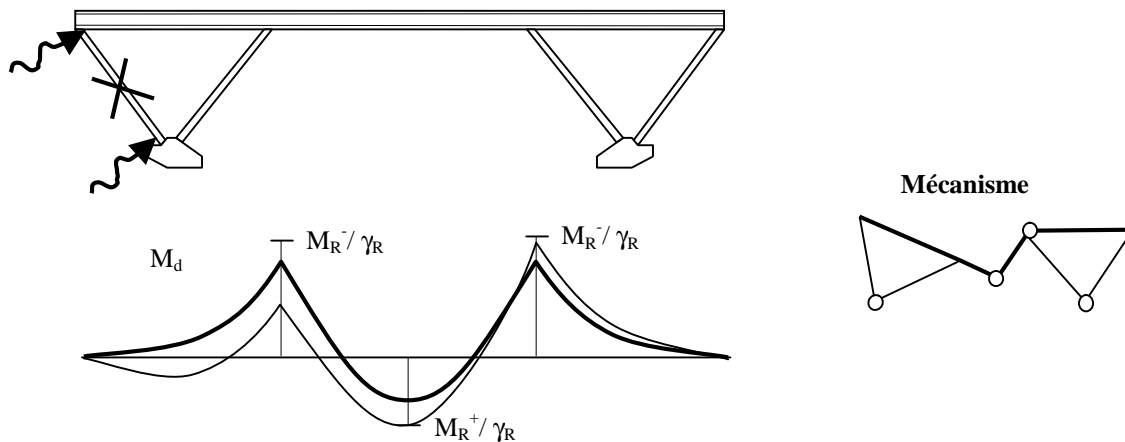


Figure 5.6 Corrosion de l'armature de la béquille arrière.

5.3.1.3 Etude de cas 1 – Pont N°2

Le passage supérieur (pont N°2) est décrit dans l'annexe A. Les armatures des sections au milieu de la travée centrale et sur la béquille centrale sont représentées à la figure 5.7. Les enrobages moyens mesurés sont de 20 mm pour 11 fils précontraints les plus proches de la surface, de 30 mm pour les 24 autres fils et de 35 mm pour le câble de précontrainte continu [ROELFSTRA_00].

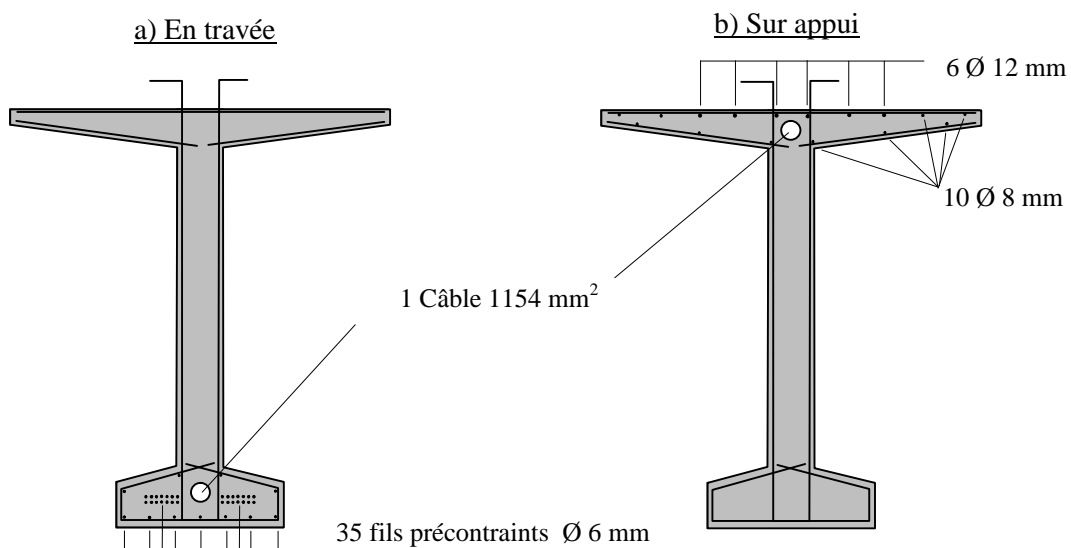


Figure 5.7 Armatures des poutres du pont N°2.

La vérification de la sécurité structurale est faite sur les poutres latérales, qui sont les plus chargées à cause du poids propre des trottoirs. Pour les charges de trafic, sur la base de la disposition des charges et du système transversal, les 5/8^{ème} des charges concentrées du modèle de charge 1 sont repris par la poutre latérale, et les 3/8^{ème} restants étant redistribués sur la poutre centrale.

Le coefficient de sécurité n est calculé en effectuant le rapport de la somme des moments résistants (milieu de la travée centrale et sur la béquille) et la somme des moments de dimensionnement (équation 5.7). Cette vérification, selon la théorie de la plasticité, est garantie si une redistribution des efforts est possible entre la section sur appui et la section en travée. Dans le cas de cet ouvrage, les sections de rive ont une capacité de déformation suffisante pour permettre les redistributions.

$$n = \frac{(M_{R, travée}^+ + M_{R, béquille}^-) / g_R}{M_{d, travée} + M_{d, béquille}} \quad (\text{équation 5.7})$$

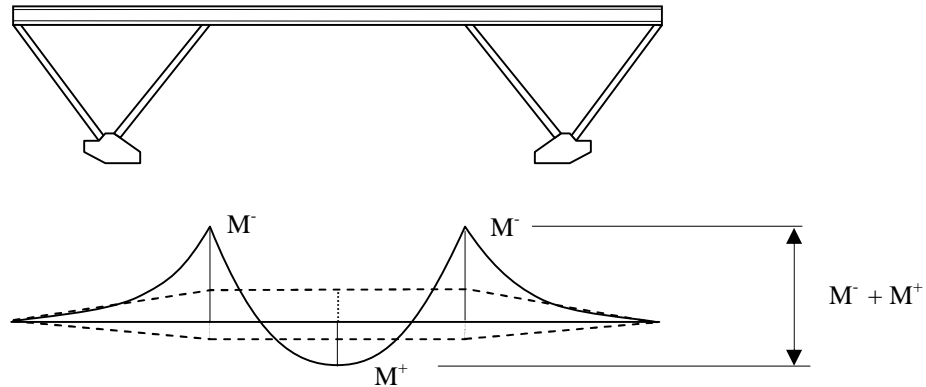


Figure 5.8 Moments dans les poutres principales

Différents scénarios de ruine déterminants ont été identifiés avec les mécanismes de ruine présentés au point 5.3.1.2 :

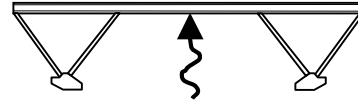
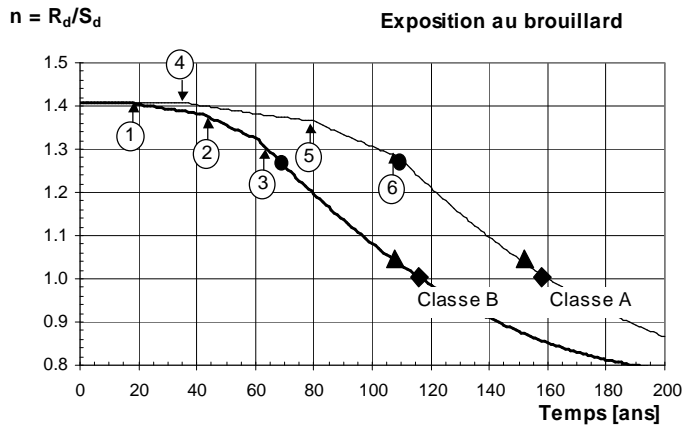
- Scénario 1a :

Mécanisme de ruine avec la corrosion de la section en travée. La poutre est exposée au brouillard salin. L'évolution de la sécurité structurale est représentée à la figure 5.9 pour un béton d'enrobage de classe A et B.

La sécurité structurale est garantie avec une marge de sécurité de 41%. Ce scénario de ruine n'engendre aucun problème de sécurité structurale pour les deux classes de perméabilité de béton d'enrobage pendant plus de 100 ans.

En ce qui concerne le comportement structural, la section en travée plastifie sous les charges de service, juste avant que la sécurité structurale ne soit plus suffisante. Il faudra compter avec la formation d'une importante fissuration à ce stade en travée et sur les béquilles.

Après 68 ans, pour un béton d'enrobage de classe B et 110 ans pour la classe A, le moment de dimensionnement est plus grand que le moment résistant en travée, ce qui implique une redistribution des sollicitations en travée est nécessaire du point de vue du calcul du coefficient de sécurité.



Béton d'enrobage classe B

- 1) Corr. fils préc. ext. (18 ans)
- 2) Corr. fils préc. int. (42 ans)
- 3) Corr. câble précontrainte (61 ans)

Béton d'enrobage classe A

- 4) Corr. fils préc. ext. (37 ans)
- 5) Corr. fils préc. int. (80 ans)
- 6) Corr. câble de précontrainte (109 ans)

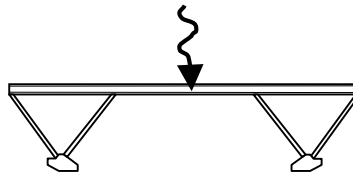
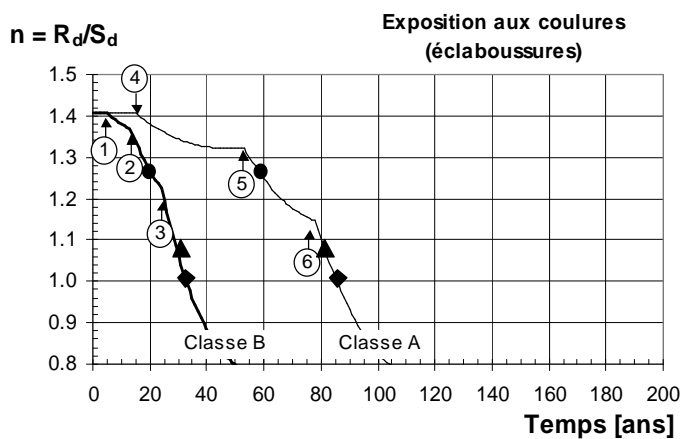
- Début de la redistribution du moment
- ▲ Début de la plastification sous charges de service
- ◆ Sécurité structurale insuffisante

Figure 5.9 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de la section en travée pour des bétons de classe de perméabilité A et B.

• Scénario 1b :

Même mécanisme de ruine que le scénario précédent, mais en supposant que l'eau de la chaussée sur le pont s'écoule en partie le long du bord de la poutre à cause d'un défaut du système d'évacuation de l'eau (goutte pendante et infiltration sous la bordure comme observé in-situ) ; l'exposition de la poutre est du type éclaboussures (figure 5.10).

La vitesse de corrosion, de 0.1 mm/an, modifie grandement l'évolution de la sécurité structurale par rapport au scénario précédent. pour un béton de classe de perméabilité B. Après 34 ans, la sécurité structurale est insuffisante pour le béton de classe de perméabilité B et après 85 ans pour un béton de classe de perméabilité A, alors que les durées d'utilisation sont respectivement de 120 et 160 ans.



Béton d'enrobage de classe B

- 1) Corr. fils préc. ext. (5 ans)
- 2) Corr. fils préc. int. (13 ans)
- 3) Corr. câble préc. (24 ans)

Béton d'enrobage de classe A

- 4) Corr. fils préc. ext. (15 ans)
- 5) Corr. fils préc. int. (52 ans)
- 6) Corr. câble de préc. (78 ans)

- Début de la redistribution du moment
- ▲ Début de la plastification sous charges de service
- ◆ Sécurité structurale insuffisante

Figure 5.10 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de la section en travée pour des bétons de classe de perméabilité A et B.

• Scénario 1c :

Le mécanisme de ruine avec la corrosion de l’armature de la poutre au-dessus de la béquille. La défaillance de l’étanchéité au bout de 20 ans expose les surfaces de béton de la dalle et de la poutre (par infiltration) à l’eau provenant de la chaussée du pont.

Les temps d’initiation sont très courts une fois que l’étanchéité n’est plus efficace ; l’enrobage ne constitue pas une protection suffisante. Dans le cas d’un béton de classe de perméabilité A, la durée d’utilisation de l’ouvrage est de 82 ans.

La sécurité structurale est garantie tant que la précontrainte n’est pas corrodée. Le temps d’initiation de la corrosion du câble de précontrainte est le garant de la longévité de l’ouvrage.

Dans ce scénario de ruine, la section en travée ne plastifie juste pas sous les charges de service. La redistribution des efforts est moindre que dans le cas de la corrosion de l’armature en travée. Cependant il faut s’attendre à la formation d’une fissuration importante de la poutre au-dessus de la béquille.

Avec un béton de classe de perméabilité B, les temps d’initiation sont très courts une fois que l’étanchéité n’est plus efficace ; l’enrobage ne constitue pas une protection suffisante. Dans le cas d’un béton de classe de perméabilité A, la durée d’utilisation de l’ouvrage est de 85 ans.

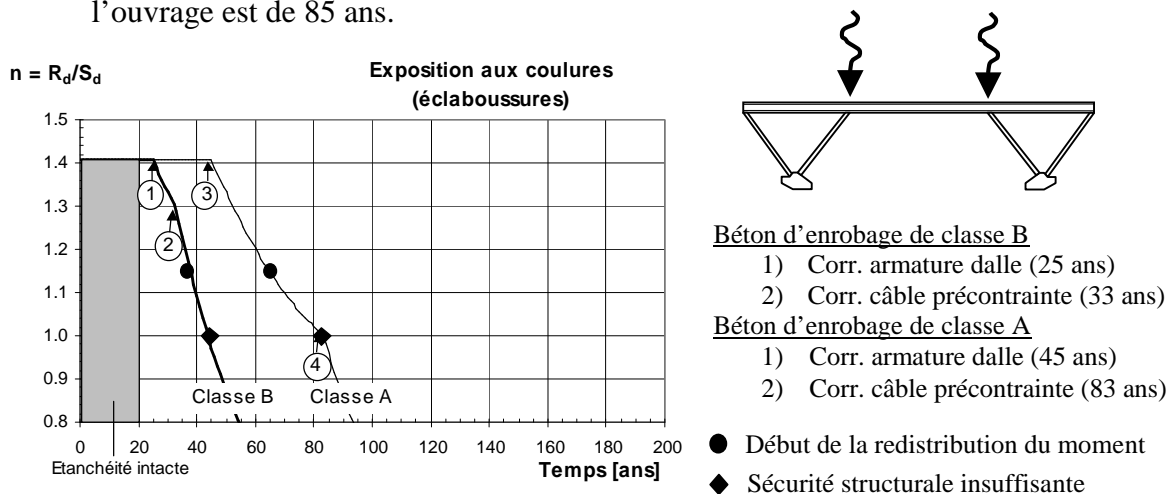


Figure 5.11 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion des sections sur les béquilles en fonction de la classe de perméabilité du béton d’enrobage.

• Scénario 1d :

La combinaison des deux mécanismes de ruine (corrosion en travée et sur les béquilles) se rapproche le plus de la situation réelle, car des signes d’infiltrations à travers l’étanchéité ont été observés. Dans la figure 5.12, l’évolution du coefficient de sécurité est représentée pour le passage supérieur avec des bétons d’enrobage de classe de perméabilité A et B. La section au centre de la travée est exposée au brouillard salin et la section sur la béquille aux infiltrations d’eau sous l’étanchéité après 20 ans.

La corrosion de l’armature de la section sur les béquilles a le temps d’initiation le plus court et a une influence déterminante sur l’évolution de la sécurité structurale. La comparaison des deux scénarios de ruine montre l’importance de la qualité du béton d’enrobage dans le phénomène de corrosion en présence de chlorures.

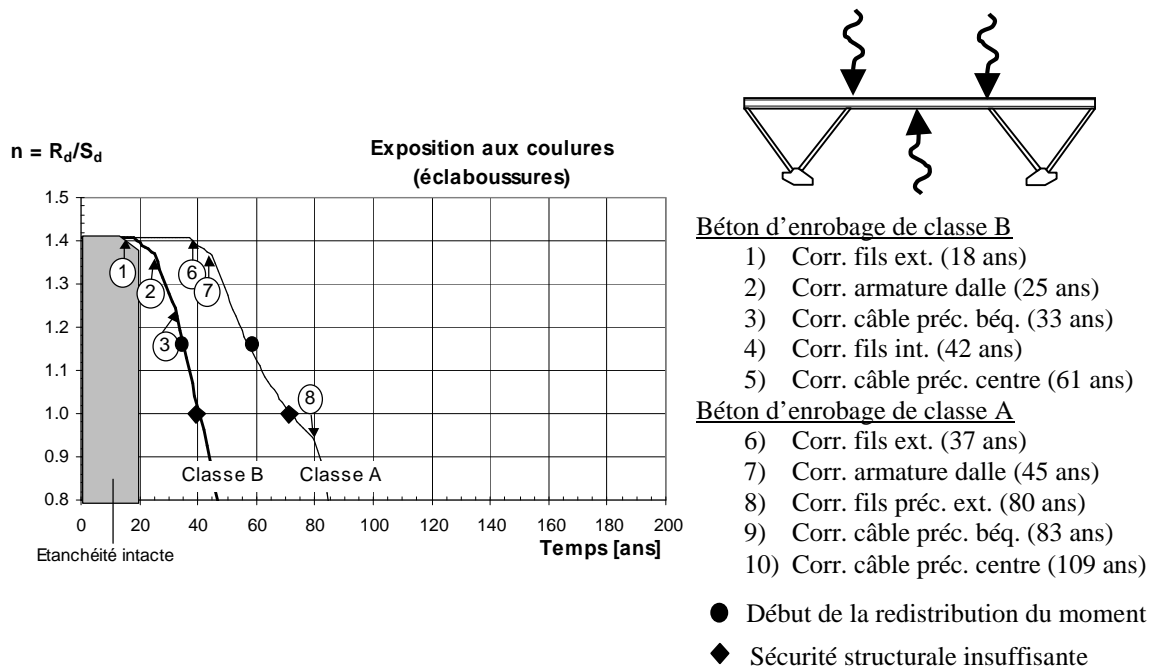


Figure 5.12 Evolution du coefficient de sécurité avec corrosion des sections sur les béquilles et en travée en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

- Rupture d'une béquille arrière :

Les scénarios de ruine impliquant la rupture d'une béquille arrière ne génèrent pas de ruine de la structure. Les dimensions des travées et les résistances des sections font que la sécurité structurale est garantie en l'absence d'une béquille. Au centre de la travée centrale, le moment augmente fortement et la redistribution des efforts entraîne la formation d'une rotule plastique. Le comportement de la structure est modifié et des fissures de flexion apparaissent sous les charges de trafic en service. La formation de ces fissures sera un indice qui devra être identifié au cours des inspections visuelles.

La corrosion de l'armature d'une béquille arrière pourrait provenir de l'infiltration de chlorures à travers l'enrobage de la béquille qui peut être facilitée par une fissuration de la béquille provenant de déplacements imposés (tassement du talus). Cependant, la béquille arrière est fréquemment précontrainte, ce qui limite la fissuration, ainsi la béquille est peu exposée à des cycles d'humidité et de chlorures.

Dans la présente étude, l'exposition spécifique de la béquille arrière n'a pas été étudiée. Néanmoins, la béquille arrière doit être considérée comme un segment déterminant pour la planification des interventions.

- Evolution des flèches :

En ce qui concerne l'évolution des flèches du pont dans les différents scénarios de ruine, les calculs montrent une rapide augmentation des déformations lorsque la section de précontrainte corrode. Il est difficile d'estimer les valeurs absolues de cette augmentation, à cause des imprécisions liées à la longueur du câble affecté par la diminution de contrainte (suite de la corrosion locale) et à la difficulté de déterminer précisément les effets différés liés à la perte de l'effort de précontrainte. Cependant, des estimations de l'évolution des flèches montrent que la diminution du balancement du poids propre crée une forte augmentation des flèches qui dépassent les limites

acceptables lorsque la section du câble de précontrainte est réduite de l'ordre d'une vingtaine de pourcents.

Concernant l'approximation faite avec l'hypothèse de la localisation de la corrosion dans la section déterminante (section 5.2.3.4), on s'aperçoit que pour ce type de pont, la localisation n'a pas une très grande influence en travée et sur appui (au-dessus de la béquille avant) :

- En travée

Pour un écart x à partir du milieu de la travée centrale (figure 5.13), pour les charges uniformément réparties et les charges concentrées, les sommes des moments en travée et sur béquille sont données par :

$$\text{Charge répartie : } (M^+ + M^-)(x) = \frac{qL^2}{2} \left(\frac{1}{4} - \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right) \quad (\text{équation 5.8})$$

$$\text{Charge concentrée : } (M^+ + M^-)(x) = QL \left(\frac{1}{4} - \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right) \quad (\text{équation 5.9})$$

Ainsi, pour un écart x à partir du milieu de la travée centrale, le rapport de la somme du moment en x et sur la béquille sur la somme du moment au milieu de la travée et le moment sur la béquille est donné par :

$$\frac{M^+ + M^-}{(M^+ + M^-)_{\max}}(x) = 1 - 4 \left(\frac{x}{L} \right)^2 \quad (\text{équation 5.10})$$

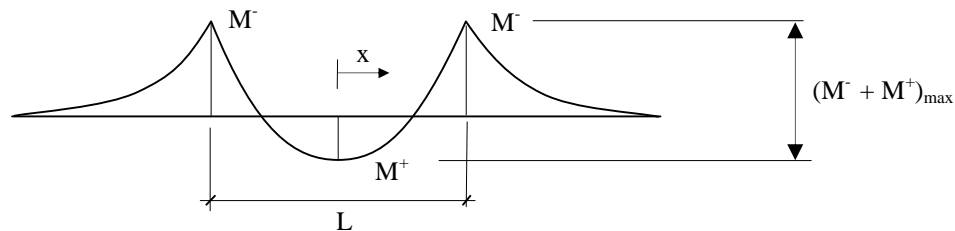


Figure 5.13 Diagramme des moments

Dans le tableau 5.3, on s'aperçoit que la localisation a peu d'influence sur la somme des moments pour des écarts par rapport au centre allant de 20-25%. L'effet de cet écart est atténué par la diminution de la résistance de la section en travée par le tracé parabolique du câble. Les pertes de section nécessaires pour aboutir à une sécurité structurale insuffisante sont proches de la perte dans le cas de la corrosion au centre de la travée centrale et le temps nécessaire pour atteindre ce pourcentage plus important est de quelques années seulement. Les valeurs, pour le cas de la corrosion de l'armature en travée (scénario 1a) sont indiquées dans le tableau 5.3.

x/L	$(M^+ + M^-)/(M^+ + M^-)_{\max}$	Durée d'utilisation
0 %	100 %	42 ans
5 %	99 %	42 ans
10 %	96 %	44 ans
15 %	91 %	47 ans
20 %	84 %	50 ans
25 %	75 %	54 ans

Tableau 5.3 Influence de la localisation de la corrosion en travée

- Au-dessus de la béquille avant

D'une part, la corrosion de l'armature, dans la zone au-dessus de la béquille, réduit la résistance à la flexion dans toute la zone sur appui, étant donné qu'il faut une distance de quelques mètres depuis la section corrodée pour que l'effort puisse à nouveau être transmis dans la section intacte du câble.

D'autre part, en considérant les diagrammes de moments, on peut établir que pour un écart x à partir de l'appui (béquille avant), le rapport de la somme des moments en x et sur la béquille sur la somme des moments au milieu de la travée et la béquille est donné par :

$$\frac{M^+ + M^-}{(M^+ + M^-)_{\max}}(x) = \frac{\frac{q}{8}(L - 2x)^2 + \frac{Q}{4}(L - 2x)}{\frac{qL^2}{8} + \frac{QL}{4}} \quad (\text{équation 5.11})$$

Le rapport obtenu n'est pas indépendant des charges (q et Q) et de la portée (L). L'application au pont N°2 permet d'établir le tableau suivant, en tenant compte du tracé des câbles pour établir la durée d'utilisation et du scénario 1c.

x	x/L	$(M^+ + M^-)/(M^+ + M^-)_{\max}$	Durée d'utilisation
0	0 %	100 %	57 ans
1 m	3.7 %	89 %	59 ans
2 m	7.3 %	78 %	61 ans
3 m	11 %	68 %	63 ans
4 m	14.7 %	58 %	65 ans

Tableau 5.4 Influence de la localisation de la corrosion au-dessus des béquilles avant.

La durée d'utilisation n'est pas beaucoup influencée par la localisation de la corrosion, bien que le rapport des moments diminue rapidement. Ceci s'explique par le tracé des câbles sur appui qui crée une diminution de la résistance en même temps qu'une diminution du rapport des moments.

5.3.1.4 Etude de cas 2 – Pont N°15

Le passage supérieur (pont N°15) est décrit dans l'annexe A. Le tablier est composé d'une dalle évidée dont l'armature est représentée à la figure 5.14. Les enrobages moyens mesurés in-situ sont de 30 mm pour l'armature passive et estimés à 40 mm pour la précontrainte.

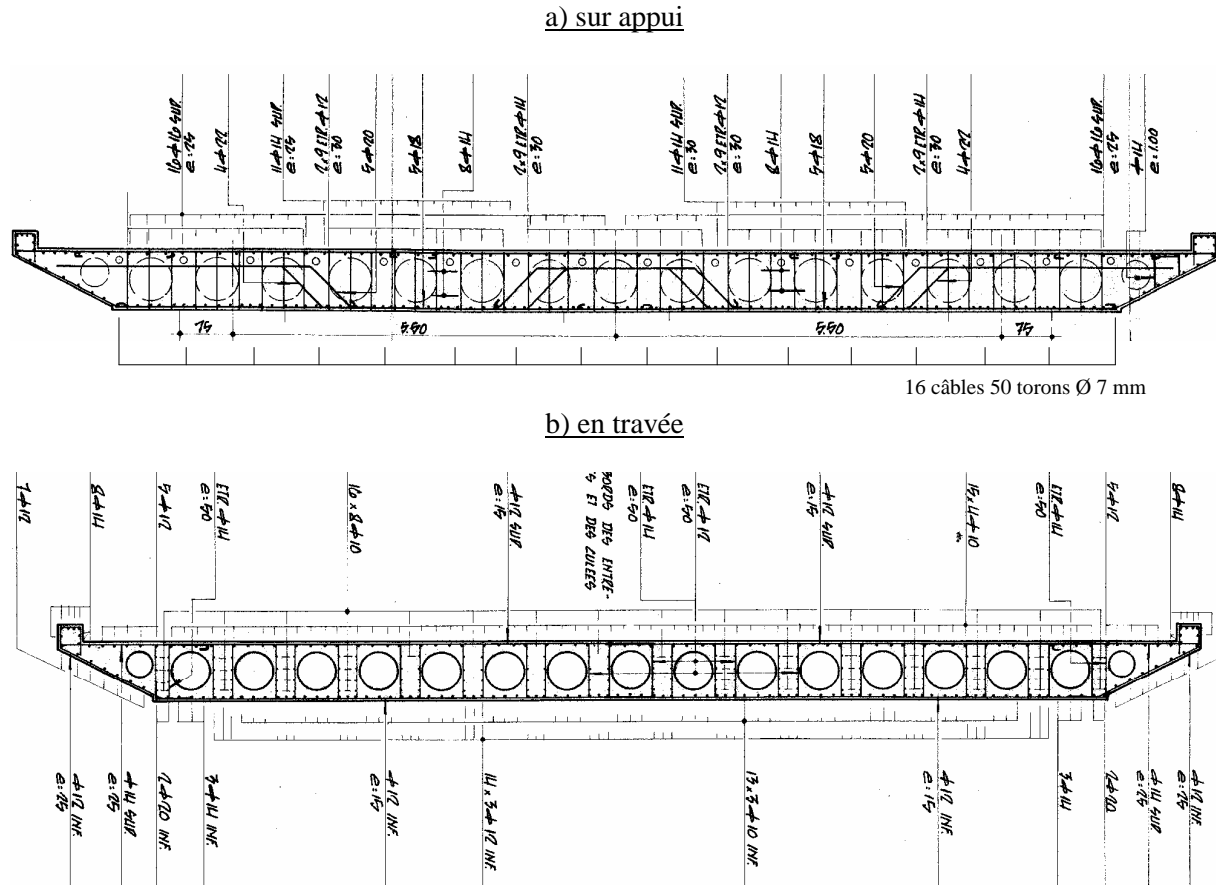


Figure 5.14 Coupes des sections sur béguyelle et en travée.

Le comportement structural est identique au pont N°2 (5.3.1.5). Pour la répartition transversale des efforts, l'hypothèse est faite que chaque partie de la dalle au-dessus de chacune des 3 béguyelles travaille indépendamment des autres. La charge concentrée du modèle 1 est reprise par l'un des câbles de la partie au-dessus des béguyelles, ce qui revient à (3/16) de la sollicitation.

Différents scénarios de ruine déterminants ont été identifiés avec les mécanismes de ruine présentés au point 5.3.1.2 :

- Scénario 2a :

La corrosion de l'armature en travée par une exposition au brouillard salin et un béton de classe de perméabilité B (figure 5.15).

La vitesse de corrosion est faible (0.02 mm/an) et aucun problème de sécurité structurale n'est à signaler durant 170 ans. Dès que la précontrainte corrode, la sécurité structurale décroît plus rapidement ; l'armature passive sert d'indicateur.

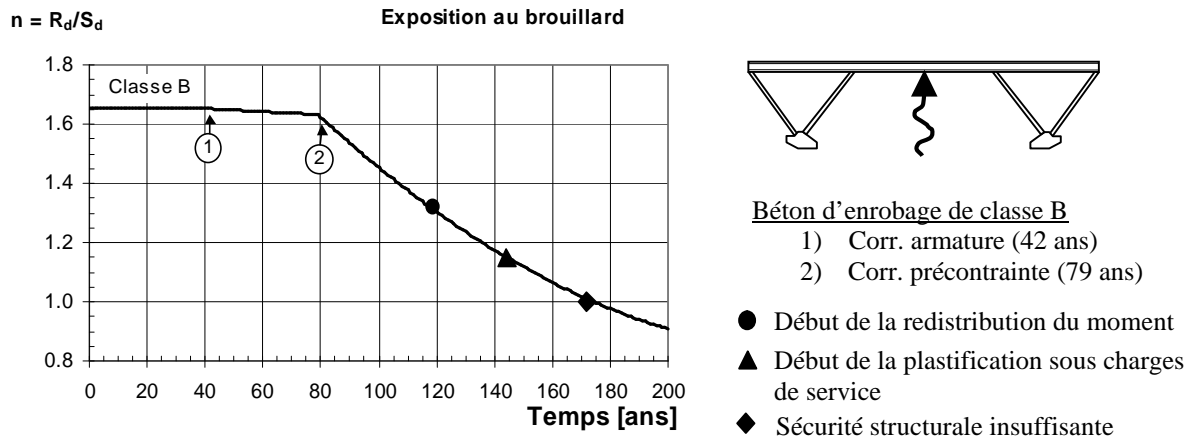


Figure 5.15 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de la section en travée.

• Scénario 2b :

Le cas de coulures le long du bord du tablier en travée (exposition du type éclaboussures) est représenté à la figure 5.16. Les temps d'initiation sont plus faibles que dans le cas de l'exposition au brouillard salin (scénario précédent).

La durée d'utilisation de l'ouvrage est largement influencée par la perméabilité du béton d'enrobage (figure 5.16). Pour un béton avec une classe de perméabilité C, la durée d'utilisation de l'ouvrage est de moins de 20 ans alors qu'elle est de 55 ans et de 120 ans pour une classe de perméabilité B et A respectivement.

Ce scénario montre l'importance de l'exposition de la face inférieure du tablier par rapport au scénario précédent. Sans la présence de coulures, la durée d'utilisation de l'ouvrage est supérieure à 170 ans (figure 5.15), alors qu'elle est réduite à 55 ans, pour un béton de classe de perméabilité B.

Juste avant que la sécurité structurale ne soit plus garantie, la section en travée plastifie sous les charges de service, créant une importante fissuration de la section et entraînant une grande redistribution des efforts.

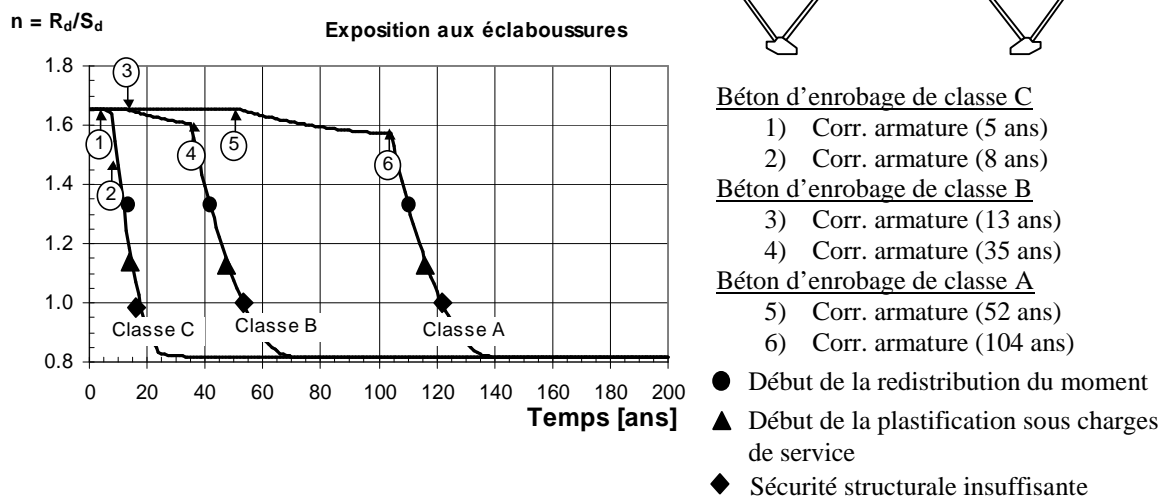


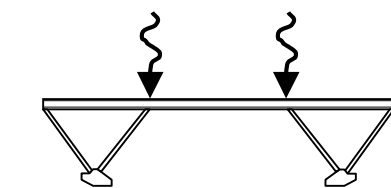
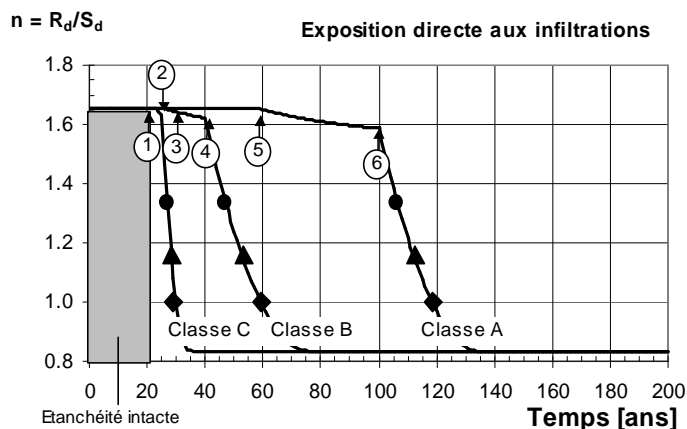
Figure 5.16 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de la section en travée en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

- Scénario 2c :

La corrosion de l'armature au-dessus de la béquille avant, suite à l'infiltration d'eau à travers une défaillance de l'étanchéité au bout de 20 ans (figure 5.17).

La diminution de la sécurité structurale est rapide pour avec un béton d'enrobage de classe de perméabilité C ; les temps d'initiation sont courts et la vitesse de propagation plus élevée que pour les meilleures classes de perméabilité. La durée d'utilisation de l'ouvrage est de 30, 60 et 120 ans en fonction de la classe de perméabilité.

Dans ce scénario de ruine, comme dans le cas du pont N°2, la section en travée ne plastifie pas sous les charges de service (figure 5.11). La redistribution des efforts est moindre que dans le cas de la corrosion de l'armature en travée. Cependant il faut s'attendre à la formation d'une fissuration importante de la poutre au-dessus de la béquille. Avant que la sécurité structurale ne devienne insuffisante, il y a une redistribution du moment.



Béton d'enrobage de classe C

- 1) Corr. armature (23 ans)
- 2) Corr. précontrainte (25 ans)

Béton d'enrobage de classe B

- 3) Corr. armature (26 ans)
- 4) Corr. précontrainte (40 ans)

Béton d'enrobage de classe A

- 5) Corr. armature (59 ans)
- 6) Corr. précontrainte (100 ans)

- Début de la redistribution du moment
- ▲ Début de la plastification sous charges de service
- ◆ Sécurité structurale insuffisante

Figure 5.17 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de la section sur la béquille avant en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

5.3.1.5 Discussion sur les scénarios de ruine des ponts à béquilles

L'application des scénarios de ruine sur l'échantillon des ponts montre :

a) Au niveau du comportement structural :

- Une forme de courbe caractéristique avec des paliers provenant de la corrosion de différentes armatures dans différentes sections ; ni les temps d'initiation ni les vitesses de propagation ne sont forcément identiques, les phénomènes sont décalés dans le temps.
- La corrosion de l'armature passive diminue la marge de sécurité, mais tant que la précontrainte principale est intacte, aucun problème de sécurité structurale n'est à signaler.
- Lors de la corrosion de la précontrainte, des problèmes d'aptitude au service avec des flèches excessives et de grandes déformations peuvent se produire juste avant que la sécurité structurale soit insuffisante.

- Une forte redistribution des efforts et la plastification de la section corrodée sous les charges de service (avant que la sécurité structurale soit insuffisante) conduit à la formation d'une fissuration importante dans cette zone.
- La rupture de la béquille arrière crée une instabilité du système porteur dans le cas d'une charge de trafic sur la travée centrale. Cependant, grâce à une redistribution, la sécurité structurale n'est pas mise en péril. Des déformations et des fissurations excessives devraient donner un signal d'alarme à l'inspecteur.
- L'armature constructive augmente la sécurité structurale, mais n'est pas indispensable pour que la sécurité structurale soit garantie. Elle sert d'indicateur pour la corrosion des armatures principales.

b) Au niveau temporel :

- Le rôle du béton d'enrobage est déterminant. La classe de perméabilité et l'épaisseur d'enrobage ont une grande influence sur le comportement temporel de la structure.
- L'exposition de la structure a une grande influence. Notamment dans le cas d'un défaut du système d'évacuation de l'eau qui conduit à la formation de coulures (type d'exposition : éclaboussures), la durée d'utilisation est considérablement réduite.
- Les durées d'utilisation sont longues (plus de 100 ans) surtout pour les bétons de classes de perméabilité A et B. La détérioration se propage à une faible vitesse qui permet la mise en place d'une surveillance et d'interventions adéquates.

c) Au niveau des segments déterminants :

- La zone sur la béquille avant et la zone au milieu de la travée centrale peuvent être définies comme des segments déterminants pour les ponts à béquilles. L'armature principale de l'un de ces segments doit corroder pour que la sécurité structurale devienne insuffisante.
- La béquille arrière est un segment déterminant, bien qu'il soit invisible au niveau des inspections.

5.3.2 Ponts-poutres continus

5.3.2.1 Introduction

Les ponts-poutres continus sont composés de tabliers avec des sections fermées (caisson) et des sections ouvertes (deux poutres maîtresses). Ces ouvrages ont une importante précontrainte longitudinale composée de plusieurs câbles qui assurent l'aptitude au service et une grande partie de la sécurité structurale longitudinale. Ces câbles ont généralement un enrobage important qui limite la probabilité de corrosion des câbles. La sécurité structurale longitudinale est ainsi garantie pour une longue durée.

Au niveau de la précontrainte longitudinale, les problèmes viennent surtout des zones d'ancrages qui peuvent être exposées notamment à des coulures d'eau contaminée par les chlorures suite à un défaut du joint à l'extrémité de l'ouvrage. Les têtes d'ancrages sont souvent mal protégées par un béton de mauvaise qualité qui constitue une protection insuffisante.

L'élément prédominant relevé par l'inspection de l'échantillon des ouvrages est le système porteur transversal : la dalle du tablier. Les armatures sont proches de la surface (de 15 à 30 mm) et les surfaces sont exposées au sel de déverglaçage .

5.3.2.2 Mécanismes de ruine

La corrosion de l'armature du tablier, qui est la plus proche de la surface du béton, constitue le scénario de ruine qui détériore l'ouvrage le plus rapidement. Deux mécanismes de ruine peuvent être rencontrés :

- i) Rupture du porte-à-faux à la suite de la corrosion de l'armature, selon le mécanisme de ruine représenté à la figure 5.18.
- ii) Rupture de la dalle entre les âmes du caisson ou entre les poutres maîtresses, selon le mécanisme de ruine représenté à la figure 5.19.

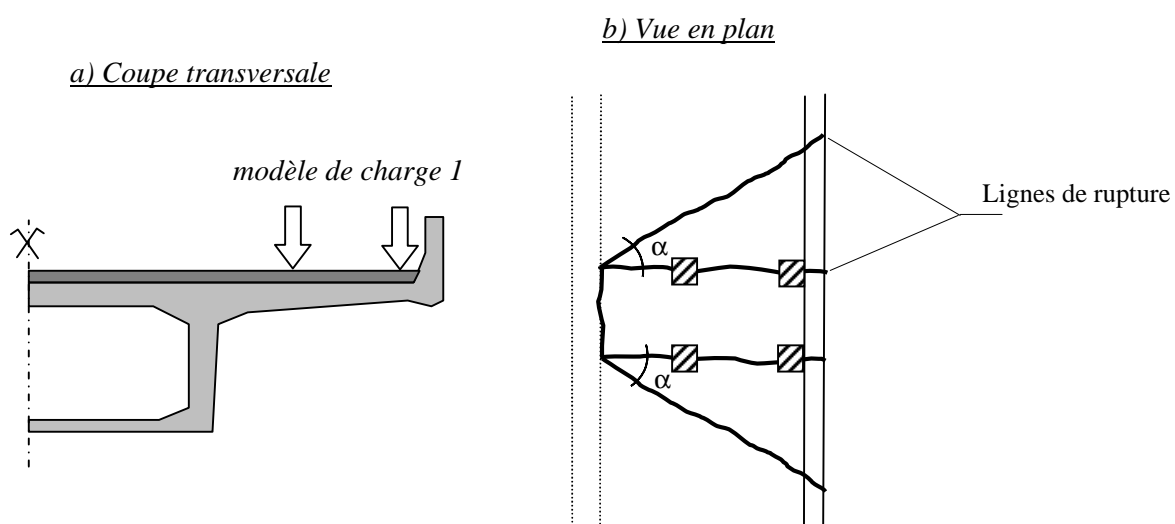


Figure 5.18 Mécanisme de rupture du porte-à-faux.

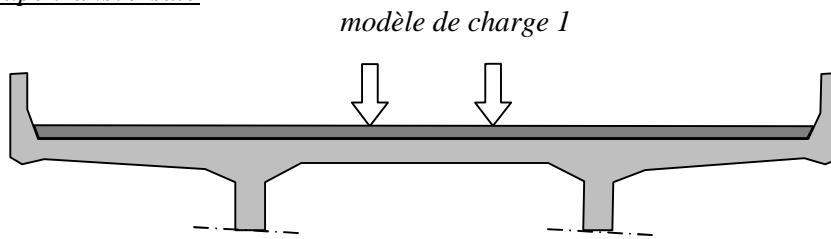
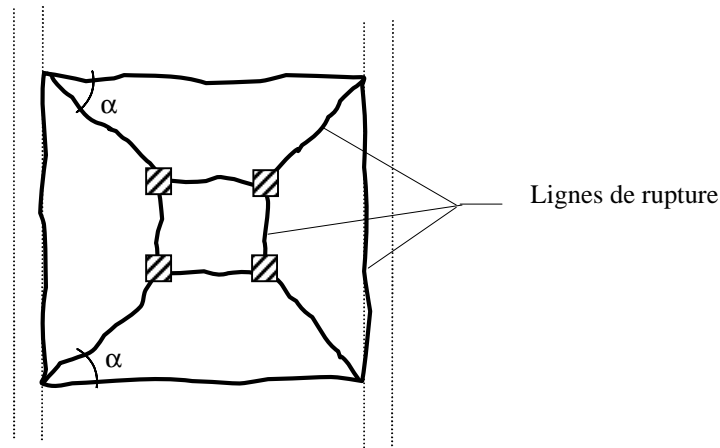
a) *Coupe transversale*b) *Vue en plan*

Figure 5.19 Mécanisme de rupture de la dalle du tablier en travée.

Les deux mécanismes de ruine sont analysés selon la méthode cinématique. Le coefficient de sécurité est obtenu en effectuant le rapport entre la somme des travaux des moments résistants (coefficient de résistance inclus) SW_{Rd} et la somme des travaux des sollicitations (facteurs de charge inclus) SW_{Sd} (équation 5.12). Etant donné que la méthode cinématique donne une borne supérieure du coefficient de sécurité, sa valeur minimale est obtenue en faisant varier l'angle α . Cet angle change en fonction du temps à cause de la réduction de la résistance des armatures, due à la corrosion des armatures (perte de section).

$$n = \frac{\sum W_{Rd}}{\sum W_{Sd}} \quad (\text{équation 5.12})$$

Remarque : Au cas où la précontrainte longitudinale est proche de la surface, dans le cas d'un point haut sur appui ou très exposée par un défaut d'injection ou de défaut local, il se peut que le mécanisme de rupture longitudinal soit déterminant. Dans ce cas, il faut introduire un « segment déterminant » au niveau de chaque appui et au milieu de chaque travée. Comme pour les ponts à béquilles, l'armature principale de précontrainte doit être corrodée avant que la sécurité structurale soit insuffisante.

5.3.2.3 Etude de cas 3 – Pont N°7 – Porte-à-faux

L'armature du tablier est représentée à la figure 5.20 et les plans dans l'annexe A. L'enrobage moyen mesuré sur l'ouvrage est de 20 mm pour l'armature inférieure transversale et une hypothèse de 30 mm pour l'armature transversale de la nappe supérieure.

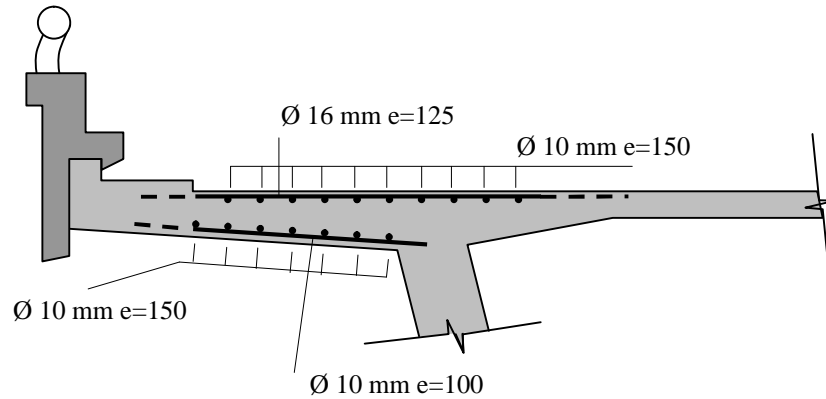


Figure 5.20 Coupe transversale du porte-à-faux.

Différents scénarios de ruine déterminants ont été identifiés avec les mécanismes de ruine présentés au point 5.3.2.2 :

- Scénario 3a :

La corrosion de l'armature inférieure se propage, suite à l'exposition à des coulures d'eau provenant de la chaussée (éclaboussures) engendrés par un défaut de l'évacuation de l'eau (goutte-pendante et bordure).

L'évolution du coefficient de sécurité, représenté à la figure 5.21, montre une asymptote vers une valeur de 1.6. Ainsi la sécurité structurale du tablier ne peut être mise en danger par la corrosion de l'armature inférieure qui est constructive. Cependant, celle-ci sert d'indicateur pour la perméabilité du béton qui permet de prédire l'évolution de l'état de l'armature supérieure.

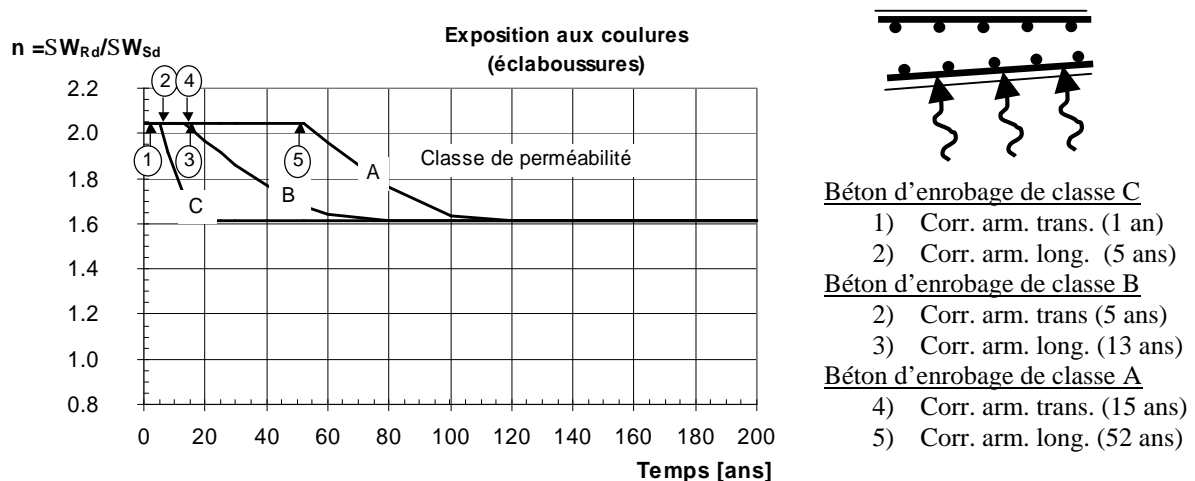


Figure 5.21 Evolution du coefficient de sécurité par la corrosion de l'armature inférieure du porte-à-faux en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

Bien que la sécurité structurale soit garantie, la différence de comportement est bien marquée selon la perméabilité du béton. Pour un béton de classe de perméabilité C, le temps d'initiation est très faible et la vitesse de corrosion très grande. Au bout de 20 ans, les barres sont complètement corrodées, alors que pour un béton de classe de perméabilité A, le même processus prend 100 ans.

- Scénario 3b :

L'armature supérieure de la dalle corrode suite à un défaut de l'étanchéité (figure 5.22). Il est admis que la face supérieure du tablier soit exposée directement à l'eau de la chaussée après 20 ans.

La sécurité structurale est largement suffisante à l'état initial par la vérification selon le mécanisme de ruine. Au bout de 38, 86 et 125 ans, la sécurité structurale devient insuffisante, montrant l'influence de la perméabilité du béton d'enrobage.

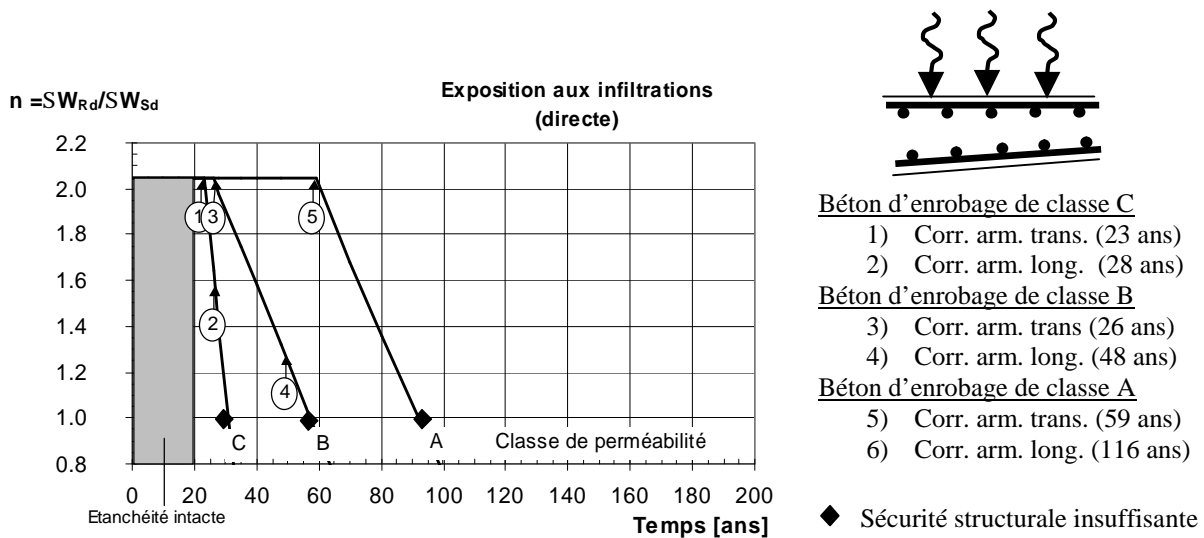


Figure 5.22 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de l'armature supérieure suite à un défaut de l'étanchéité faux en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

5.3.2.4 Etude de cas 4 – Pont N°11 - Porte-à-faux du tablier avec précontrainte transversale

L'armature du tablier est représentée à la figure 5.23. Le tablier est précontraint avec un câble tous les 1.25m. La précontrainte balance l'ensemble des charges permanentes du porte-à-faux et le degré de précontrainte mécanique est de 54 % [WALTHER_90]. L'enrobage moyen, mesuré sur l'ouvrage, est de 25 mm pour l'armature inférieure longitudinale, une hypothèse de 30 mm pour l'armature longitudinale de la nappe supérieure et 40 mm pour la précontrainte.

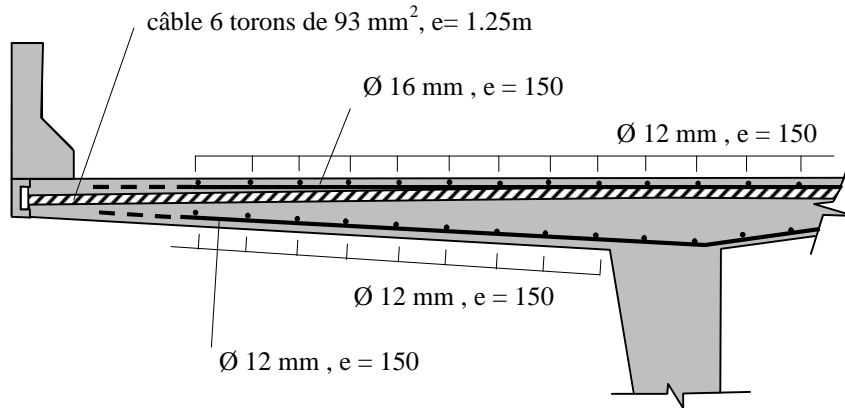


Figure 5.23 Coupe transversale et armature du porte-à-faux.

Différents scénarios de ruine déterminants ont été identifiés avec les mécanismes de ruine présentés au point 5.3.2.2 :

- Scénario 4a :

L'armature inférieure corrode suite à une exposition au brouillard salin. Comme le montre la figure 5.24, la sécurité structurale est largement suffisante (coefficient de sécurité de 2.32) et la détérioration diminue le coefficient de sécurité jusqu'à une valeur de 1.89. Comme dans le cas sans précontrainte, la corrosion de l'armature inférieure ne suffit pas à mettre en danger la sécurité, mais sert d'indicateur pour l'armature supérieure.

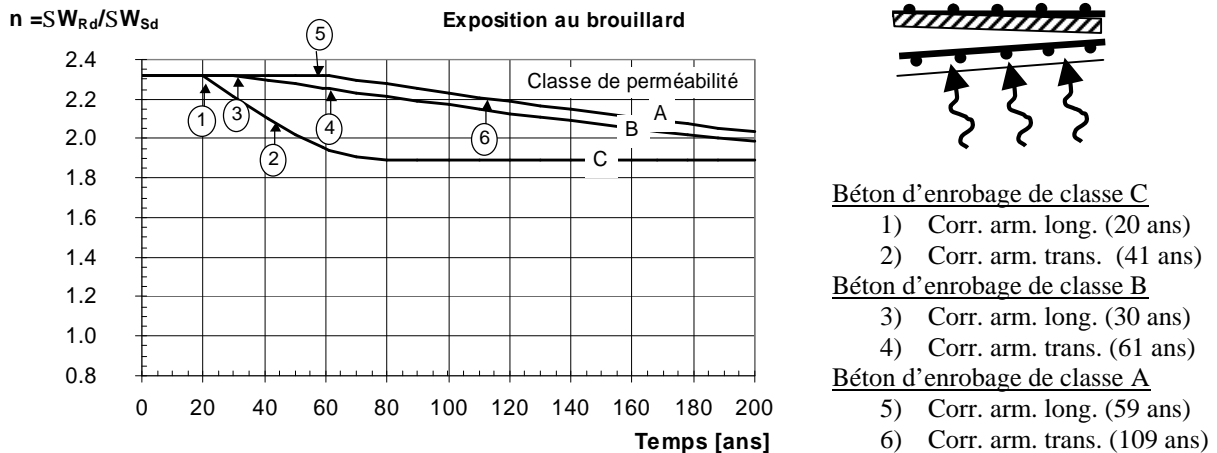


Figure 5.24 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de l'armature inférieure du porte-à-faux en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

- Scénario 4b :

L'armature supérieure corrode suite à un défaut de l'étanchéité après 20 ans. La précontrainte transversale est considérée comme protégée (figure 5.25).

La sécurité structurale n'est plus garantie lorsqu'un pourcentage d'armature très important (près de 90%) de l'armature passive est corrodé si l'armature précontrainte est intacte. La durée d'utilisation de l'ouvrage varie en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage ; respectivement 38, 90 et 155 ans.

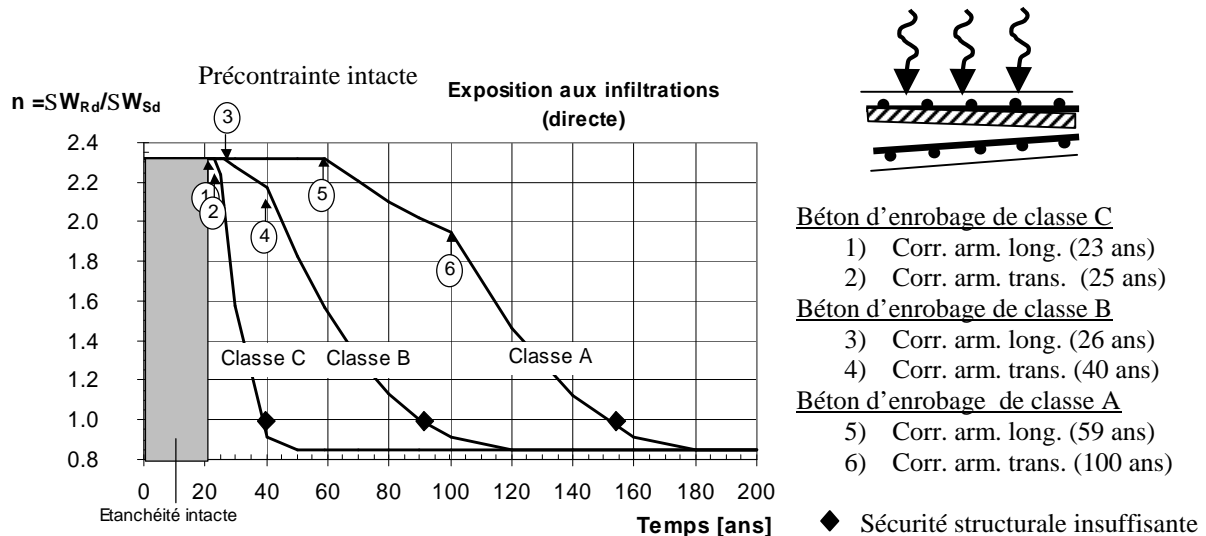


Figure 5.25 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de l'armature supérieure suite à un défaut de l'étanchéité avec la précontrainte intacte en fonction de classe de perméabilité du béton d'enrobage.

- **Scénario 4c :**

Scénario de ruine est identique au précédent mais considérant que la précontrainte transversale n'est pas protégée. L'évolution du coefficient de sécurité est représentée dans la figure 5.26 pour les différentes classes de perméabilité du béton d'enrobage.

L'évolution de l'état est identique qu'avec une précontrainte intacte (scénario 4b), sauf que la diminution du coefficient de sécurité est plus rapide dès que la précontrainte commence à corroder.

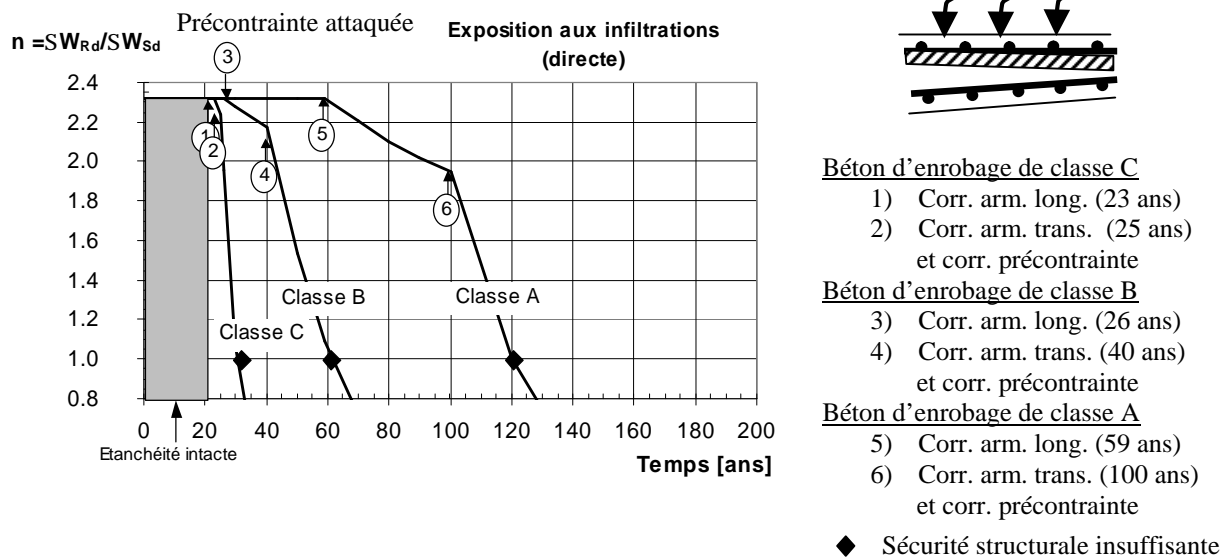


Figure 5.26 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de l'armature supérieure et de la précontrainte suite à un défaut de l'étanchéité avec la précontrainte.

5.3.2.5 Etude de cas 5 – Pont N°7 - Entre les âmes du caisson

La coupe transversale du tablier du pont est représentée à la figure 5.27 et les plans sont dans l'annexe A. L'enrobage de l'armature moyen mesuré est de 30 mm pour l'armature inférieure et une hypothèse de 30 mm est faite pour l'armature supérieure.

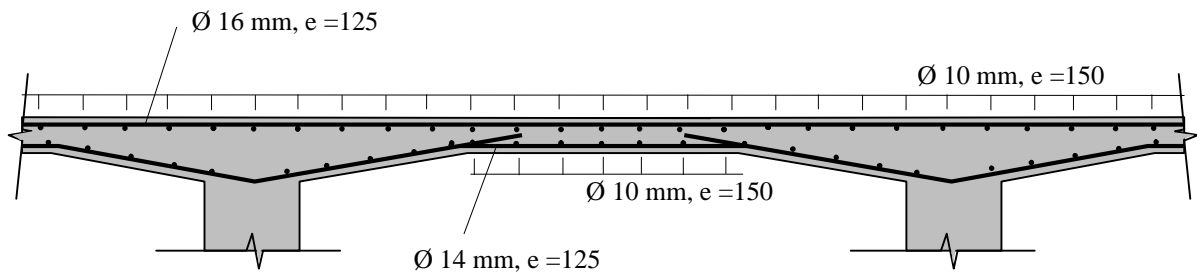


Figure 5.27 Coupe transversale du pont N°7

Scénario 5 :

Pour cet ouvrage, le scénario de ruine de la corrosion de l'armature supérieure de la dalle, suite à un défaut de l'étanchéité après 20 ans est déterminant. L'évolution du coefficient de sécurité est représenté à la figure 5.28 pour un béton des trois classes de perméabilité.

La sécurité structurale est importante par rapport à ce mécanisme de rupture, étant donné l'effet favorable des armatures constructives.

La durée d'utilisation de l'ouvrage est de 38, 82 et 147 ans en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage, montrant l'influence importante de ce paramètre.

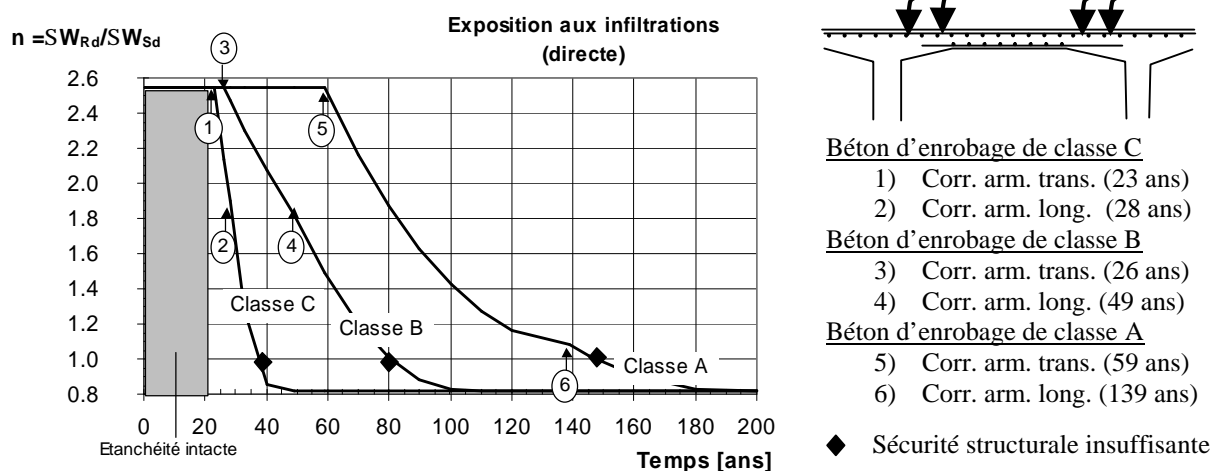


Figure 5.28 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de l'armature supérieure suite à un défaut de l'étanchéité en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

5.3.2.6 Discussion sur les scénarios de ruine des ponts-poutres continus

Les scénarios de ruine de la dalle du tablier montrent :

a) Au niveau du comportement structural :

- Les ouvrages présentent une grande marge de sécurité par rapport aux mécanismes de ruine. Cela provient d'une part de l'effet favorable de l'armature constructive (nappe inférieure) et de l'actualisation des charges (notamment au niveau du coefficient dynamique).
- En présence d'une précontrainte transversale, pratiquement toute l'armature passive doit avoir corrodé pour que la sécurité structurale devienne insuffisante avec une précontrainte transversale intacte.
- L'armature constructive augmente la sécurité structurale, mais n'est pas indispensable pour que la sécurité soit garantie.
- Une forte redistribution des efforts et la plastification de la section corrodée sous les charges de service (avant que la sécurité structurale soit insuffisante) conduit à la formation d'une fissuration importante dans cette zone qui devrait donner un signal d'alarme à l'inspecteur.

b) Au niveau temporel :

- L'influence de l'étanchéité et du système de l'évacuation de l'eau est prépondérante sur la durée d'utilisation. Les temps d'initiation sont courts, une fois qu'un défaut d'étanchéité est apparu. Une exposition à des coulures réduit de manière importante la durée d'utilisation du porte-à-faux.
- Les durées d'utilisation sont longues surtout pour les bétons de classes de perméabilité A et B. La détérioration se propage à une faible vitesse, ce qui permet la mise en place d'une surveillance et d'interventions.

c) Au niveau des segments déterminants :

- Les faces supérieure et inférieure du tablier sont les segments déterminants des ponts-poutres continus.

5.3.3 Ponts-cadres

5.3.3.1 Général

La plupart des passages inférieurs sont constitués de ponts-cadres en béton armé sans précontrainte avec des dalles pleines pour des portées de 5 à 15 mètres. Ces ouvrages sont très monolithiques et ont des grandes épaisseurs de béton. Sur la base des observations faites in-situ et de l'étude des plans, il est difficile de concevoir une rupture globale de l'ouvrage.

5.3.3.2 Mécanismes de ruine

Les mécanismes de ruine retenus sont les mécanismes locaux de la dalle du tablier des ponts-continus :

- i) Rupture au bord de la dalle selon le mécanisme de ruine représentée à la figure 5.18.
- ii) Rupture de la dalle en travée selon le mécanisme de ruine représentée à la figure 5.19.

Pour les deux mécanismes, une zone affectée par la détérioration doit être déterminée. Dans le cas du pont N°10 (section 5.3.3.3), un angle limite de 45° a été donné pour la détermination de la sécurité structurale en présence de la corrosion de l'armature.

5.3.3.3 Etude de cas 6 – Pont N°10

Le pont cadre (pont N°10) est présenté dans l'annexe 2. Une coupe du bord de la dalle est représentée à la figure 5.29. L'enrobage mesuré sur l'ouvrage est de 25 mm pour l'armature inférieure et une hypothèse de 30 mm pour l'armature supérieure est faite.

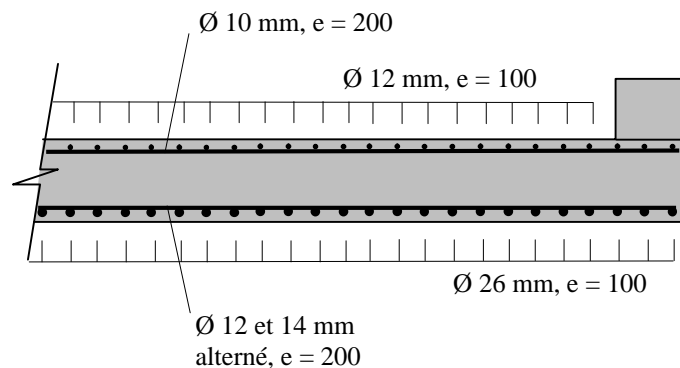


Figure 5.29 Coupe transversale du bord de la dalle du pont N°10.

Différents scénarios de ruine déterminants ont été identifiés avec les mécanismes de ruine présentés au point 5.3.2.2 :

- Scénario 6a :

La corrosion de l'armature inférieure se propage suite à des coulures d'eau provenant de la chaussée suite à un défaut de l'évacuation de l'eau, goutte-pendante et bordure. L'évolution des coefficients de sécurité est représentée à la figure 5.30 pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage.

La marge de sécurité structurale est grande pour ce mécanisme de rupture locales étant donné la forte armature qui a été mise en place pour la sécurité globale de l'ouvrage. Lorsque pratiquement toute l'armature principale a corrodé (plus de 90%), la sécurité structurale devient finalement juste insuffisante.

La durée d'utilisation de l'ouvrage est de 40 ans pour un béton d'enrobage de classe C et de plus de 150 ans pour de les autres classes.

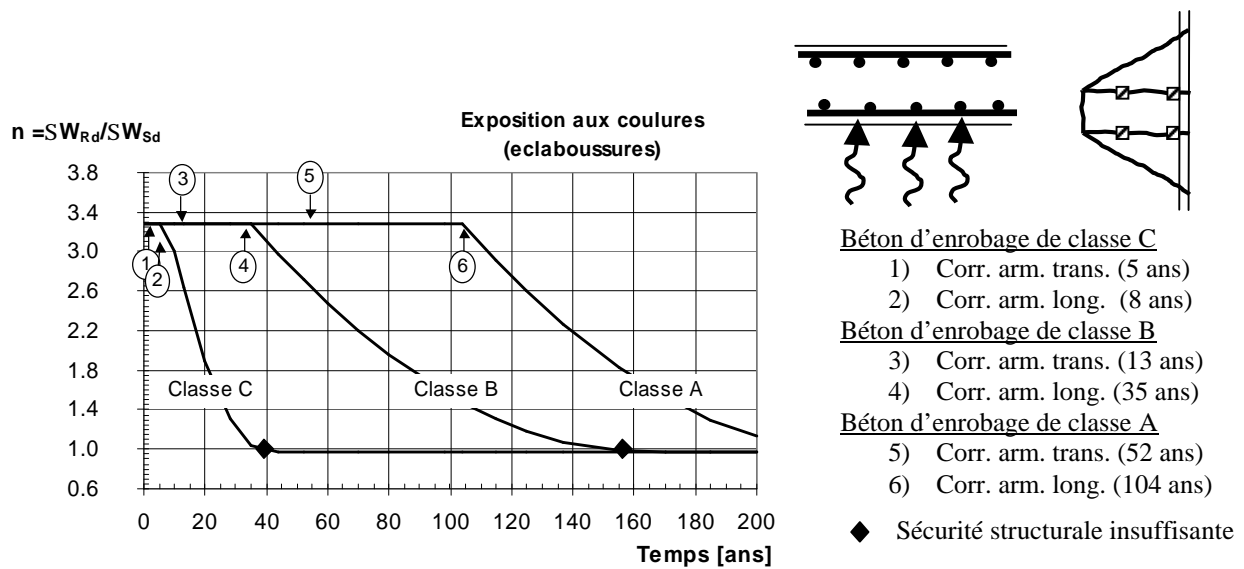


Figure 5.30 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de l'armature inférieure suite à des coulures en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

• **Scénario 6b :**

L'armature supérieure corrode suite à un défaut de l'étanchéité après 20 ans. L'évolution du coefficient de sécurité au niveau II est représentée à la figure 5.31 pour les trois qualités du béton d'enrobage.

La sécurité structurale n'est pas mise en danger par la corrosion de l'armature supérieure. Ceci s'explique par la forte armature inférieure longitudinale capable de porter les charges sur l'ensemble de la portée du passage inférieur.

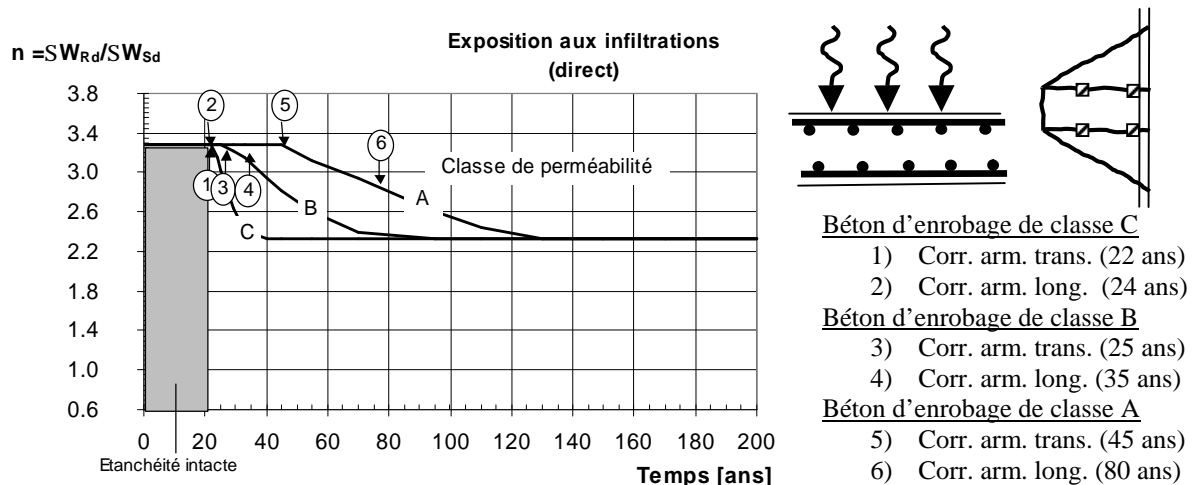


Figure 5.31 Evolution du coefficient de sécurité avec la corrosion de l'armature supérieure suite à un défaut de l'étanchéité en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage.

5.3.3.4 Discussion sur les scénarios de ruine des ponts-cadres

Les scénarios de ruine des ponts-cadres montrent :

- a) Au niveau du comportement structural :
 - Les ouvrages présentent une grande marge de sécurité par rapport aux mécanismes de ruine locaux. Cela provient de la grande épaisseur des éléments et de l'importante armature qui a été mise en place pour le comportement global de la structure.
 - Pour que la sécurité structurale devienne insuffisante, il faut que pratiquement toute l'armature principale soit corrodée à l'échelle du mécanisme de ruine (plus de 80%).
 - La corrosion de l'armature supérieure n'a pas d'influence déterminante sur le comportement local dans le cadre des mécanismes considérés et seul la marge de sécurité est réduite en cas de corrosion.
- b) Au niveau temporel :
 - Comme dans le cas des dalles de roulement des ponts-continus, l'étanchéité et le système d'évacuation de l'eau jouent un rôle déterminant dans l'évolution de l'état. L'influence relative de l'étanchéité est très importante lorsque le béton d'enrobage est de classe de perméabilité C, étant donné la grande vitesse de propagation dans ce cas.
 - Les durées d'utilisation sont longues surtout pour les bétons de classes de perméabilité A et B. La détérioration se propage à une faible vitesse, ce qui permet la mise en place d'une surveillance et d'interventions.
- c) Au niveau des segments déterminants :
 - Comme dans le cas des dalles du tablier des ponts-continus, les faces supérieures et inférieures de la dalle du tablier sont considérés comme segments déterminants.

5.4 Analyse des résultats et conclusions

L'étude des scénarios de ruine a permis de mettre en évidence les scénarios prépondérants pour l'évolution du comportement structural et les segments déterminants des ponts. Pour que la sécurité structurale devienne insuffisante, l'armature principale de ces segments déterminants doit corroder jusqu'à ce qui peut être défini comme un « pourcentage de corrosion critique » représenté dans le tableau 5.5, en fonction du type de segment.

En établissant pour chaque type de pont ses « segments déterminants », avec toutes les propriétés relatives au temps d'initiation de la corrosion (exposition, présence d'une étanchéité, qualité du béton d'enrobage et épaisseur de l'enrobage) et à la propagation (exposition, classe de perméabilité du béton d'enrobage et pourcentage de corrosion critique de l'armature principale), le temps pour atteindre une sécurité structurale insuffisante peut être établi de manière systématique. La prédiction de la durée d'utilisation de l'ouvrage peut être intégrée dans les BMSs en introduisant les segments déterminants et leur pourcentage de corrosion critique pour atteindre la condition d'état 5 tout en supprimant la condition d'état 5 pour les autres éléments. Ainsi l'évolution de la sécurité structurale est incluse de manière directe (tableau 5.5) : dès qu'un élément est en classe d'état 5, la sécurité structurale de l'ouvrage n'est plus garantie.

Type de pont	Elément clé	Segment déterminant	Durée étanchéité ou protection	Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Enrobage	Exposition	Æ armature principale	Pourcentage critique de corrosion
Pont à béquilles	Poutre	Sur béquille avant	[années]	A B C	mesuré [mm]	Direct Eclaboussures Brouillard	[mm]	20-30%
	Poutre	Milieu travée centrale	[années]	A B C	mesuré [mm]	Direct Eclaboussures Brouillard	[mm]	30-40%
Pont poutre continu	Dalle du tablier	Sur appui	[années]	A B C	mesuré [mm]	Direct Eclaboussures Brouillard	[mm]	20-40%
		En travée	[années]	A B C	mesuré [mm]	Direct Eclaboussures Brouillard	[mm]	>50%
Pont cadre	Dalle du tablier	Face supérieure	[années]	A B C	mesuré [mm]	Direct Eclaboussures Brouillard	[mm]	>50%
		Face inférieure	[années]	A B C	mesuré [mm]	Direct Eclaboussures Brouillard	[mm]	>50%

Tableau 5.5 Propriétés des segments déterminants des types de ponts et leur pourcentage critique de corrosion.

En ce qui concerne la durabilité et donc la durée d'utilisation des ouvrages, l'étude effectuée dans ce chapitre permet d'établir pour les « segments déterminants » :

- L'étude montre l'effet bénéfique de l'étanchéité sur la face supérieure des tabliers de ponts-routes. En maintenant cette barrière de protection, par le renouvellement de l'étanchéité, la durée d'utilisation de l'ouvrage dans son ensemble est garantie, quelque soit la perméabilité du béton d'enrobage.

Pour se passer de cette protection avec un béton de classe de perméabilité A, un enrobage moyen de 25 mm est nécessaire pour garantir une durée d'utilisation de 50 ans et un enrobage de 35 mm pour 100 ans. Avec un béton de classe de perméabilité B, 40 à 45 mm d'enrobage sont nécessaires en moyenne pour 50 ans et 50 mm pour 100 ans. Et avec un béton de classe de perméabilité C, il n'est pas possible de garantir une durée d'utilisation de 50 ans (tableaux 5.6 et 5.7).

Avec les enrobages recommandés et disposés sur les ouvrages (35 mm), une durée d'utilisation est seulement garantie avec un béton d'enrobage de classe de perméabilité A. Pour les bétons des autres classes de perméabilité, une étanchéité est nécessaire.

- En plus de l'épaisseur d'enrobage, c'est la perméabilité du béton d'enrobage qui influence de manière significative le processus de détérioration. Les différents scénarios de ruine étudiés ont montrés que pour un béton avec une faible perméabilité, les temps d'initiation sont grands et que les vitesses de propagations de la corrosion petites. Au contraire, pour un béton avec une grande perméabilité, les temps d'initiation courts et les vitesses de propagation de la corrosion élevées. Ainsi, la durée d'utilisation des ouvrages avec les épaisseurs d'enrobages de 25 mm à 40 mm observés in-situ sur les ouvrages de l'échantillon est :
 - de plus de 80 ans pour un béton d'enrobage de classe de perméabilité A.
 - de 40 à 100 ans pour un béton d'enrobage de classe de perméabilité B.
 - de 20 à 50 ans pour un béton d'enrobage de classe de perméabilité C.

- L'exposition est un paramètre important qui influence le processus de détérioration. En fonction du type d'exposition, la durée d'utilisation d'un pont est grandement modifiée. En changeant de type d'exposition, la durée d'utilisation est diminuée. Ainsi, il est important de relever l'exposition des segments au cours des inspections principales. Cette observation est déterminante, notamment en ce qui concerne les modifications d'exposition suite à un défaut de l'étanchéité ou un problème d'évacuation de l'eau qui crée des coulures sur les faces inférieures du tablier. En conséquence, il importe, lors de l'entretien des ponts, d'intervenir immédiatement à tout écoulement d'eau non-intentionnelle le long des surfaces de béton.

Pour les segments sans étanchéité, les tableaux 5.6 et 5.7 montrent les enrobages moyens nécessaires pour une durée d'utilisation de 50 et 100 ans. Les enrobages indiqués sont uniquement valables dans le cas de la corrosion en présence de chlorures et ne considèrent aucun autre mécanisme de détérioration.

Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Exposition		
	Brouillard	Eclaboussures	Direct
A	10 - 15	20	25
B	20	30	40 - 45
C	25 - 30	>>	>>

Tableau 5.6 *Enrobages moyens nécessaires (en mm) pour garantir une durée d'utilisation de 50 ans en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage et de l'exposition du segment sans étanchéité.*

Classe de perméabilité du béton d'enrobage	Exposition		
	Brouillard	Eclaboussures	Direct
A	15	25	35
B	25 - 30	40	50
C	35 - 40	>>	>>

Tableau 5.7 *Enrobages moyens nécessaires (en mm) pour garantir une durée d'utilisation de 100 ans en fonction de la classe de perméabilité du béton d'enrobage et de l'exposition du segment sans étanchéité.*

L'ensemble de l'étude sur les scénarios de ruine effectué dans ce chapitre permet de tirer les conclusions suivantes :

- Pour la détérioration, par la corrosion dues aux chlorures des ponts étudiés dans ce travail, il y a peu de scénarios et de segments déterminants.
- Au niveau du comportement structural, la corrosion de la précontrainte longitudinale est peu probable et l'armature passive sert d'indicateur pour d'un processus de corrosion.
- Le béton d'enrobage (perméabilité et épaisseur) ainsi que l'exposition jouent un rôle décisif dans la prévision de l'évolution de l'état. Ces paramètres doivent donc impérativement être déterminés pour chaque segment d'un pont par une inspection

visuelle et des méthodes d'auscultation non-destructives afin de pouvoir améliorer la prévision de l'évolution de l'état.

- Le processus de détérioration est relativement lent. Les courbes de détérioration sont en forme de paliers du fait que différentes armatures et sections du système porteur sont impliquées dans les scénarios de ruine.

Remarque : Cette étude confirme la stratégie de maintenance « implicitement » appliquée actuellement pour les ponts-routes en béton, à savoir, que les interventions sont motivées par des problèmes de durabilité et non pas par des problèmes de sécurité structurale ou d'aptitude au service. Cela veut aussi dire qu'il est vivement recommandé d'évaluer systématiquement tous les ponts en béton du réseau, d'éliminer la cause des dégâts et d'effectuer les interventions vis-à-vis :

- 1) des défauts du système d'évacuation de l'eau (tuyaux, pipettes, joints, toute sorte de coulures, etc.) à remettre en état les systèmes d'évacuation de l'eau défectueux et supprimer toutes les coulures d'eau incontrôlées
- 2) des segments fortement exposés avec une mauvaise « protection » (peu d'enrobage, grande perméabilité) à apporter une protection de la surface.

Si ces deux interventions (en plus de la réparation des dégâts éventuels déjà présents) sont effectuées, les ponts-routes en béton existants sont des ouvrages durables. Cette constatation peut paraître triviale, mais il est possible qu'elle relativise un peu l'image négative que l'ingénieur en structure et le public se fait de la détérioration des ponts en béton.

Chapitre 6

Conclusion

6.1 Buts poursuivis

Ce travail de recherche présente une approche globale de la détérioration dans le cadre de la maintenance d'un parc d'ouvrages d'art existants (ponts-routes). L'objectif est d'établir un modèle de détérioration qui permet de prédire l'évolution de l'état et de formuler la prédiction sous une forme utilisable dans les logiciels utilisés pour la maintenance des ouvrages d'art en béton (BMSs). Le but principal regroupe les quatre aspects suivants :

- établir une approche qui permette de déterminer et d'évaluer l'état des ponts, en incluant des valeurs quantitatives obtenues avec des méthodes d'auscultation non-destructives en complément aux inspections visuelles qualitatives.
- établir un modèle de détérioration de la corrosion en présence de chlorures, qui est le mécanisme de détérioration prépondérant des ponts-routes, basé sur les phénomènes physiques et chimiques.
- prédire l'évolution de l'état des ponts-routes et formuler les résultats afin de pouvoir être inclus dans les systèmes de gestion existants (BMSs).
- étudier le comportement structural des ponts et l'évolution de leur état jusqu'à la ruine.

6.2 Bénéfices de la recherche

Les bénéfices apportés par de cette recherche sont multiples dans le domaine de la maintenance :

- Le développement d'une *nouvelle méthode de division en segments* pour les approches segmentielles a permis d'améliorer la description de l'état d'un pont et d'établir les paramètres nécessaires à une prévision plus réaliste de l'évolution de l'état. La méthode de division est directement applicable dans les systèmes de gestion (BMSs).

- La prise en considération de la *perméabilité et de l'épaisseur du béton d'enrobage* (mesurés avec des méthodes d'auscultation non-destructives sur l'ouvrage), ainsi que de l'exposition (observée au cours d'une inspection visuelle in-situ) permet d'améliorer la prévision de l'évolution de l'état des ponts-routes en béton et par conséquent la gestion optimale d'un parc de ponts.
- Le développement d'un *modèle de corrosion de l'armature*, basé sur les phénomènes physiques et chimiques, permet d'étudier l'effet des paramètres ainsi que de considérer le caractère stochastique des paramètres et des phénomènes par une *approche probabiliste*.
- La formulation des simulations de la détérioration, obtenue avec le modèle de corrosion, sous la forme de *chaînes de Markov*, permet une utilisation directe des résultats dans les BMSs. Les relations, établies entre les paramètres des segments et les courbes d'évolution de l'état (chaînes de Markov), permettent de tenir compte des conditions d'évolution. Ainsi la précision de la prédiction de l'évolution de l'état et, par conséquent, la gestion du parc des ouvrages sont améliorées.
- L'étude du comportement des ponts jusqu'à leur ruine et l'identification des *scénarios de ruine* permet de mieux comprendre les mécanismes de détérioration, d'inclure l'effet du temps, d'obtenir une image de l'évolution de l'état de l'ensemble du parc des ponts-routes et d'identifier les segments déterminants.

6.3 Démarche retenue

Les ponts-routes sont décomposés selon une approche segmentielle. La division est faite selon les paramètres qui déterminent l'état des segments et surtout l'évolution de leur état. Les paramètres retenus sont l'exposition aux sels de déverglaçage et les propriétés du béton d'enrobage. Des *méthodes d'auscultation non-destructives* sont testées et appliquées pour déterminer des valeurs quantitatives de la perméabilité et de l'épaisseur du béton d'enrobage. Trois classes de perméabilité du béton d'enrobage sont définies et trois types d'exposition au sel de déverglaçage sont identifiés, pour la division des segments.

L'approche segmentielle, avec la division proposée, est appliquée à un échantillon représentatif des ponts du réseau des routes nationales suisses. Le relevé de l'état des ponts permet d'identifier les différents mécanismes de détérioration et leurs dégâts. L'analyse des dégâts caractéristiques, des vitesses de propagation et des fréquences d'apparition permet de conclure que la corrosion en présence de chlorures est le mécanisme de détérioration prépondérant.

Le mécanisme de corrosion en présence de chlorures est décrit, et un *modèle de détérioration* pour la corrosion des armatures en présence de chlorures est développé selon les étapes suivantes :

- Modèle de pénétration des chlorures

Un modèle de pénétration des chlorures est développé spécifiquement pour simuler l'exposition des ponts-routes au sel de déverglaçage en tenant compte des mécanismes de transport de l'eau et des chlorures. Les caractéristiques principales de l'exposition sont les variations de l'humidité (en fonction de l'humidité relative de l'air et des précipitations) et les variations de la teneur en chlorures de l'eau (été/hiver). Les mécanismes de transport de l'eau sont l'adsorption capillaire et la diffusion de vapeur.

Les deux mécanismes de transport des chlorures sont le transport par diffusion dans l'eau et par entraînement avec l'eau.

Les deux mécanismes de diffusion (de l'eau et des chlorures) sont modélisés par les équations de la diffusion. Le transport des chlorures entraînés par l'eau est modélisé en effectuant une translation de la concentration de chlorures. Pour l'adsorption capillaire de l'eau, un coefficient de diffusion, variable en fonction de l'épaisseur, permet la modélisation du phénomène par les mêmes relations que la diffusion. Ainsi, la pénétration des chlorures peut être modélisée avec un modèle numérique simple et rapide sur l'ensemble de la durée de vie d'un pont.

Une analyse des mesures météorologiques (humidité relative de l'air, température et précipitations) et des statistiques de salage des routes nationales permet de modéliser l'exposition pour les trois types d'exposition au sel de déverglaçage identifiés.

Les simulations de la pénétration des ions chlorures sont effectuées pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage définies et les trois types d'expositions identifiés en tenant compte de la distribution spatiale de la perméabilité du béton d'enrobage (approche probabiliste).

- Initiation de la corrosion

Une définition probabiliste de l'initiation de la corrosion est déterminée en fonction d'une teneur en ions chlorures libres, sur la base de l'analyse d'études et d'essais trouvés dans la littérature.

L'évolution de la probabilité d'initiation de la corrosion est déterminée pour les segments des ponts-routes sur la base des résultats de pénétration des chlorures.

- Propagation

Les phénomènes de propagation de la corrosion par piqûres et de la corrosion généralisée sont décrits. Sur la base de la littérature, une relation est établie entre les vitesses de propagation et les paramètres des segments, utilisés dans cette recherche (l'exposition et la perméabilité du béton d'enrobage).

Pour déterminer l'évolution de l'état des segments des ponts-routes sous une forme utilisable dans les BMSs, une relation est établie entre les conditions d'état définies dans les BMSs et les propriétés des segments (probabilité d'initiation et la propagation de la corrosion des armatures). Ainsi, la détérioration des segments est simulée par une dégradation en classes d'état. Les simulations effectuées pour les trois classes de perméabilité, les trois types d'exposition et pour diverses épaisseurs d'enrobage, sont classées selon trois vitesses de dégradation correspondant à trois conditions d'évolution. Pour chaque vitesse de dégradation, une *matrice de dégradation (chaîne de Markov)* est calculée par la méthode des moindres carrés. Ainsi, trois matrices de dégradation sont déterminées pour des conditions d'exposition favorables, normales et défavorables.

Le comportement structural des ponts-routes, jusqu'à leur ruine, est étudié par des *scénarios de ruine* selon une approche semi-déterministe. Un scénario de ruine est défini par les propriétés du pont (le comportement de la structure et les propriétés des segments) et les sollicitations (charges et exposition au sel de déverglaçage). La ruine se produit selon des mécanismes de ruine qui sont identifiés et analysés sur la base des ponts de l'échantillon du parc des routes nationales. L'influence des différents paramètres (perméabilité, épaisseur d'enrobage et exposition) est étudiée pour chaque scénario. L'analyse de l'ensemble des scénarios permet d'identifier les segments déterminants.

6.4 Conclusions

Cette recherche mène aux conclusions suivantes :

Au niveau du relevé de l'état des ponts-routes en béton

- L'approche segmentielle pour décrire l'état des ponts-routes est basée sur la détermination de la perméabilité et de l'épaisseur du béton d'enrobage ainsi que l'exposition au sel de déverglaçage. Elle permet de diviser facilement la structure en segments. L'avantage de cette division est que l'ensemble de la surface de chaque segment a les mêmes propriétés et, par conséquent, la même évolution de l'état.
- Les méthodes d'auscultation non-destructives, utilisées in-situ dans le cadre de cette recherche (mesure de la perméabilité à l'air et la profondeur de l'enrobage), se sont révélées pratiques à utiliser et apportent un complément quantitatif aux inspections visuelles. Elles permettent notamment d'effectuer la division en segments des ponts-routes selon la méthode proposée.
- L'évaluation de l'état d'un échantillon représentatif du parc des ponts-routes du réseau des routes nationales suisses a permis d'établir que l'ensemble du parc est en bon état. Seuls quelques dégâts locaux ont été observés sur les structures, mais la sécurité structurale, l'aptitude au service et la sécurité à l'exploitation (circulations) ne sont pas mises en cause. Quant aux fréquents défauts des systèmes d'évacuation de l'eau, observés in-situ, ainsi que leur détérioration rapide, ils mettent en cause la durabilité des structures par une exposition plus importante des éléments de la structure.

Au niveau du modèle d'évolution de l'état des pont-routes en béton

- Le modèle de pénétration des chlorures développé permet de modéliser l'exposition spécifique des ponts-routes au sel de déverglaçage et les différents mécanismes de transport de l'eau et des chlorures. La simplicité et la rapidité du modèle numérique permettent de simuler la pénétration des ions chlorures sur l'ensemble de la durée de vie d'un ouvrage, de tenir compte des différents mécanismes de transport de l'eau et des chlorures, tout en considérant la distribution spatiale de la perméabilité du béton d'enrobage par une approche probabiliste.
- La prise en considération de la perméabilité et de l'épaisseur du béton d'enrobage (mesurés avec des méthodes d'auscultation non-destructives sur l'ouvrage), ainsi que de l'exposition (observée au cours d'une inspection visuelle in-situ), permettent d'améliorer la prévision de l'évolution de l'état des segments des ponts-routes en béton.
- Le développement de modèles, basés sur les phénomènes physiques et chimiques, a permis d'étudier l'effet des paramètres sur la détérioration des ponts-routes et de considérer le caractère stochastique des phénomènes par une approche probabiliste.

Au niveau de la dégradation et des chaînes de Markov

- La détérioration des segments peut être formulée selon une dégradation en classe d'état, définis dans les BMSs, en fonction d'une relation établie entre les conditions d'état et l'état de la corrosion (probabilité d'initiation et propagation de la corrosion).

- L'établissement de trois matrices de dégradation, correspondant à des conditions d'évolution des segments permet d'intégrer les résultats obtenus avec le modèle de détérioration dans les BMS. En établissant la relation entre les vitesses de dégradation, les conditions d'évolution et les propriétés des segments, la matrice de dégradation correspondante pour chaque segment est déterminée sur la base de ses propriétés (classe de perméabilité, épaisseur d'enrobage et exposition).
- La formulation de chaînes de Markov avec des matrices à coefficients constants est imprécise pour représenter la détérioration. Si une transition entre deux conditions d'état joue un rôle déterminant dans l'établissement de la stratégie d'intervention (notamment entre les conditions 2 et 3, ou alors entre les conditions 3 et 4), d'autres matrices ont été déterminées selon une variante d'optimisation pour obtenir la meilleure prédiction possible de la transition déterminante.

Au niveau des scénarios de ruine

- L'étude du comportement des structures, jusqu'à leur ruine, a permis l'identification des scénarios de ruine déterminants. Il y a peu de scénarios de ruine des ponts-routes qui conduisent à la ruine de la structure dans le cas de la corrosion en présence de chlorures.
- Les processus de détérioration sont relativement lents. L'implication de diverses armatures avec différents temps d'initiation permet, dans la plupart des cas, par une observation visuelle de la détérioration de prendre les mesures nécessaires pour éviter les problèmes de sécurité structurale. Les zones avec des armatures ayant moins d'enrobage ou les armatures constructives servent d'indicateur de l'évolution de l'état du segment, de l'élément ou du pont dans son ensemble.
- La maintenance d'une étanchéité efficace de la dalle de roulement et d'un système d'évacuation de l'eau en bon état permet en général de garantir sans problème la durée de vie des ponts-routes existants.
- Pour les ouvrages neufs, des exigences de perméabilité du béton d'enrobage et de l'épaisseur de l'enrobage ont été établies. Si celles-ci ne peuvent être garanties, une protection de surface est nécessaire pour les éléments et les segments exposés.
- Actuellement, la sécurité structurale n'est pas considérée directement dans les BMS, seul la condition d'état 5 décrit une situation où la sécurité est mise en danger. En simulant la détérioration des segments déterminants dans les BMS à partir de leurs propriétés (établis dans le chapitre 5.4 sur la base des scénarios de ruine), la sécurité structurale et le comportement structural pourraient être inclus de manière directe. Lorsque la corrosion d'un segment déterminant atteint le pourcentage de propagation de la corrosion critique, qui a été déterminé pour chaque segment, celui-ci passe en condition d'état 5.

6.5 Suggestions pour des travaux futurs

Ce travail a montré une approche globale de la détérioration dans le domaine des matériaux et des structures des ponts-routes en béton. Les résultats ont été formulés pour être utilisables dans le domaine de la gestion d'un parc d'ouvrages. Les suggestions pour des travaux futurs sont les suivants :

1. Afin de traiter le sujet dans son ensemble, il a été nécessaire de limiter l'étendue de l'étude. Au cours des recherches, diverses simplifications ont été effectuées, des problèmes n'ont pas été résolus ou alors partiellement et le niveau de connaissances actuelles ne permettait pas une meilleure prise en compte. Les suggestions d'amélioration de l'approche sont les suivantes :
 - intégrer une relation temporelle de liaison des chlorures avec le béton.
 - approfondir les connaissances dans le domaine de la corrosion et notamment en ce qui concerne la définition des conditions d'initiation de la corrosion, la probabilité d'initiation de la corrosion et les vitesses de propagation en fonction de l'exposition, de l'humidité, de carbonatation et des propriétés du béton.
 - étudier l'exposition au sel de déverglaçage : la fréquence, la concentration, l'environnement, etc..
 - établir des matrices de dégradation avec des coefficients variables dans le temps afin de mieux prendre en compte les phases de la détérioration : l'initiation et la propagation.
 - tenir compte de la probabilité de l'état de chaque barre (ou câble) impliquée dans le scénario de ruine et d'une probabilité d'occurrence des piqûres de corrosion.
 - effectuer une étude sur la durabilité des étanchéités et les équipements (joints, appuis, etc.), puis d'intégrer des valeurs probabilistes dans les scénarios de ruine.
2. L'approche utilisée dans le cadre de cette recherche pour les ponts-routes en béton du réseau des routes nationales peut être étendue aux autres types de ponts, parcs d'ouvrages et mécanismes de détérioration. On peut citer notamment le parc des ponts de chemins de fers fédéraux (CFF), les ponts métalliques, les ponts en maçonnerie, les tunnels, les murs de soutènement, la fatigue des structures en acier, etc.

Bibliographie

- [ADEY_98] ADEY, B., ROELFSTRA, G., HAJDIN, R., BRÜHWILER, E., "*Permeability of existing concrete bridges*", Proceedings 2nd International PhD Symposium in Civil Engineering, Budapest, 1998.
- [ADEY_01] ADEY, B., "*Bridge network management*", Thèse au MCS, EPF Lausanne, 2001 (en préparation).
- [ALONSO_98] ALONSO, S., ANDRADE, C., RODRIGUEZ, J., DIEZ, J.M., "*Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion*", Materials and Structures, Vol. 31, August-September, 1998.
- [ANDRADE_96] ANDRADE, C., WHITING, D., "*A comparison of chloride ion diffusion coefficients derivated from concentration gradients and non-steady state accelerated ionic migration*", Materials and Structure, Vol. 29, October, 1996.
- [ARMAGHANI_93] ARMAGHANI, J.M., BLOOMQUIST, D.G., "*Durability specifications and ratings for concrete*", Concrete Conference 2000: Economic and durable constructions through excellence, Dundee, Scotland, Spetember, 1993.
- [BAILEY_96] BAILEY, S.F., "*Basic principles and load models for structural safety of existing bridges*", Thèse N°1467, EPFL, Lausanne, 1996.
- [BALBANIC_96] BALBANIC, G., BICANIC, N., DUREKOVIC, "*The influence of w/c ratio, concrete cover thickness and degree of water saturation on the corrosion rate of reinforced concrete*", Cement and Concrete Research, Vol. 26, N°5, 1996.
- [BANZ_98] BANZ, A., BAILEY, S.F., "*Relevé de données sur des ponts-routes pour la détermination des facteurs de charge actualisés*", Mandat de recherche 86/96, Rapport N°532 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1998.
- [BAZANT_71] BAZANT, Z.P., NAJJAR, L.J., "*Drying of concrete as a linear diffusion problem*", Cement and Concrete Research, Vol. 1, 1971.
- [BAZANT_86] BAZANT, Z.P., "*Creep and shrinkage of concrete: Mathematical modeling*", Fourth RILEM International Symposium, Illinois, 1986.
- [BEZ_95] BEZ, R. BAILEY, S.F. HAESLER, V., "*Modèles de charge actualisés pour l'évaluation de la sécurité structurale de ponts-routes existants*", Mandat de recherche 90/90, Rapport N°515 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1995.
- [BORNAND_98] BORNAND, E., "*Physical bases of freezing point measurement using active and passive* ", Proceedings of the 9th SIRWEC Conference, Lulea, Sweden, March, 1998.
- [BOURQUIN_96] BOURQUIN, M., "*Contrôle de la précontrainte lors de la démolition – N1 – Autoroute Lausanne-Gènève – Passage supérieur de la rue de Morges*", Rapport bureau d'études M. Bourquin SA, 1996.

- [BREIT_97] BREIT, W., SCHIESSL, P., "*Untersuchung zum kritischen, korrosionsauslösender Chloridgehalt*", Forschungsbericht T2689, Institut für Bauforschung, Aachen, 1997.
- [BREIT_98] BREIT, W., "*Kritischer korrosionsauslösender Chloridgehalt – Sachstand (Teil 1)*", *Betontechnische Berichte*, Vol. 7, 1998.
- [BRIDGIT_94] "*BRIDGIT Technical Manual*", NCHRP Project 12-28(2)A, National Engineering Technology Corporation, 1994.
- [BROQUET_99] BROQUET, C., "*Comportement dynamique des dalles de roulement des ponts en béton sollicités par le trafic routier*", Thèse N°1964, EPFL, Lausanne, 1999.
- [BUJARD_00] Bujard, V., Bruneau, C., Scheller, E., Bailey, S.F., Brühwiler, E., "*Applicabilité de la méthode Impact-Echo*", Mandat de recherche 85/97, Office Fédéral des Routes, Berne, à paraître.
- [CHATTERJI_95] CHATTERJI, S., "*On the applicability of Fick's second law to chloride ion migration through Portland cement*", *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, N°2, 1995.
- [DELAGRAVE_96] DELAGRAVE, A., MARCHAND, J., SAMSON, E., "*Prediction of diffusion coefficients in cement-based materials on the basis of migration experiments*", *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, N°12, 1996.
- [DHIR_93] DHIR, K., BYARS, E. A., "*PFA concrete : chloride diffusion rates* ", *Magazine of Concrete Research*, 45, N°162, 1993.
- [DHIR_94] DHIR, K., JONES, M. R., MCCARTHY, M.J., "*PFA concrete : chloride-induced reinforcement corrosion*", *Magazine of Concrete Research*, 46, N°169, 1994.
- [DONZEL_00] DONZEL, M., "*Repair of Bridges under traffic*", 16th Congress of IABSE, Congress Report, pp 324-325, Lucerne, 2000.
- [ELSENER_97] ELSENER, B., "*Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in Beton*", *Schweizerische Bauzeitung, Schweizer Ingenieur und Architekt*, Nr.5, Zürich, 1997.
- [ENRIGHT_98] ENRIGHT, M. P., FRANGOPOL, D. M., "*Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion*", *Engineering Structures*, Elsevier, 1998.
- [FHWA_89] FHWA, "*Bridge Management Systems*", Report FHWA DP-71-01R, U.S. Department of Transportation, 1989.
- [FLÜCKIGER_96] FLÜCKIGER, D., ELSENER, B., BÖHNI, H., "*Chloride im Beton: Transport und Erfassung*", Rapport N°520 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1996.
- [FLÜCKIGER_97] FLÜCKIGER, D., "*Chloridsensoren*", *Schweizerische Bauzeitung, Schweizer Ingenieur und Architekt*, Nr.5, Zürich, 1997.
- [FRANGOPOL_99] FRANGOPOL, D.M., ESTES, A.C., "*Optimum lifetime planning of bridge inspection and repair programs*", *Structural Engineering International*, Volume 9, Number 3, Zurich, 1999.

- [FREY_95] *“Contrôle de la précontrainte lors de la démolition – N9 – Autoroute du Léman – Passages supérieurs du Stand et du Taulard”*, Rapport du bureau d’ingénieurs Frey & Associés, 1995.
- [FRITZ_99] FRITZ, W., HEAN, S., *“Etanchéité et revêtement des ponts – L’expérience suisse”*, Revue Générale des Routes, N°769, janvier, 1999.
- [GÁSPÁR_99] GÁSPÁR, L., LUNLÓY, L., *“Adaptation of Pontis prediction model to Hungarian conditions”*, Proceedings International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States, 1999.
- [GLASS_97] GLASS, G.K., BUENFELD, N.R., *“The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete”*, Corrosion Science, Vol. 39, N°5, 1997.
- [GONZÁLEZ_95] GONZÁLEZ, J.A., ANDRADE, C., ALONSO, C., FELIU, *“Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement”*, Cement and Concrete Research, Vol. 25, N°2, 1995.
- [GONZÁLEZ_96] GONZÁLEZ, J.A., FELIÚ, S., RODRIGUEZ, P., RAMIREZ, E., ALONSO, C., ANDRADE, C., *“Some questions on the corrosion of steel in concrete – Part I: When, how and how much steel corrodes”*, Matériaux et Construction/Materials and Structures, Vol. 29, January-February, 1996.
- [GONZÁLEZ_98] GONZÁLEZ, J.A., OTERO, E., FELIÚ, S., BAUISTA, RAMIREZ, E., RODRIGUEZ, P., LÓPEZ, W. *“Some considerations on the effect of chloride ions on the corrosion of steel reinforcements embedded in concrete structures”*, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, N°3, September, 1998.
- [GUNKEL_89] GUNKEL, P., *“Die Bindung von Chlorid im Zementstein und die Zusammensetzung chloridhaltiger Porenlösungen”*, Beton-Informationen 29, Nr. 1, 1989.
- [HAJDIN_95] HAJDIN, R., GROB, J., *“Massnahmenplanung für die Erhaltung von Kunsbauten, Phase 2: Grobkonzept”*, Dr. J. Grob & Partner AG, Winterthur, 1995.
- [HALAMICKOVA_95] HALAMICKOVA, P., DETWILER, R.J., *“Water permeability and chloride ion diffusion in portland cement mortars: Relationship to sand content and critical pore diameter”*, Cement and Concrete Research, Vol. 25, N°4, 1995.
- [HALL_89] HALL, C., *“Water sorptivity of mortars and concretes: a review”*, Magazine of Concrete Research, Vol. 41, N°147, 1989.
- [HANSEN_99A] HANSEN, E. J., SAOUMA, V. E., *“Numerical Simulation of Reinforced Concrete Deterioration—Part 1: Chloride Diffusion”*, ACI Materials Journal, Volume 96/2, March, 1999.
- [HANSEN_99B] HANSEN, E. J., SAOUMA, V. E., *“Numerical simulation of reinforced concrete deterioration: Part 2 - Steel corrosion and concrete cracking”*, ACI Materials Journal, Volume 96/3, May, 1999.

- [HAWK_98] HAWK, H., SMALL, E.P., "*The BRIDGIT Bridge Management System*", Structural Engineering International, Volume 8, Number 4, Zurich, 1998.
- [HEARN_98] HEARN, G., "*Condition data and Bridge Management Systems*", Structural Engineering International, Volume 8, Number 3, Zurich, 1998.
- [HENRIKSEN_99] HENRIKSEN, A., "*Bridge Management – Routine maintenance, recent experiences with the routine management module in DANBRO BMS*", Proceedings International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States, 1999.
- [HOFFMANN_96] HOFFMANN, P.C., WEYERS, R.E., "*Probabilistic durability analysis of reinforced concrete bridge decks*", Probabilistic mechanics and structural reliability: Proceedings of the Seventh Speciality Conference, ASCE, New York, 1996.
- [HORNAIN_95] HORNAIN, H., MARCHAND, J., "*Diffusion of chloride ions in limestone filler blended cement pastes and mortars*", Cement and Concrete Research, Vol. 25, N°8, 1995.
- [HUNKELER_97] HUNKELER, F., "*Elektrischer Betonwiderstand*", Schweizerische Bauzeitung, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr.5, Zürich, 1997.
- [JANZ_97] JANZ, M., "*Methods of measuring the moisture diffusivity at high moisture levels*", Licentiate Thesis, Report TVBM – 3076, Lund, 1997.
- [JOHANNESSON_98] JOHANNESSON, B., "*Modelling of transport processes involved in service life prediction of concrete*", Licentiate Thesis, Report TVBM – 3083, Lund, 1998.
- [JUNGWIRTH_86] JUNGWIRTH, D.; BEYER, E., GRÜBL, P., "*Dauerhafte Betonbauwerke*", Beton-Verlag, Wiesbaden, 1986.
- [KELLER_91] KELLER, TH., "*Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken / Transportmechanismen – Auswirkung von Rissen*", IBK Bericht Nr. 184, ETH Zürich, 1991.
- [KOLLEK_89] KOLLEK, J.J., "*The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method – a recommandation*", Matériaux et Constructions, 1989.
- [KONIN_98] KONIN, A., FRANCOIS, R., ARLIGUIE, G., "*Penetration of chlorides in relation to the microcracking state into reinforced ordinary and high strength concrete*", Material and Structures, Vol. 31, June, 1998.
- [KUBA_98A] LUDESCHER, H., HAJDIN, R., "*KUBA-MS-Ticino Benützerhandbuch*", EDMZ, Berne, 1998.
- [KUBA_98B] LUDESCHER, H., SALAMÉ, F., HAJDIN, R., "*KUBA-MS-Ticino Handbuch für die Datenerfassung*", EDMZ, Berne, 1998.
- [LADNER_94] LADNER, M., "*Systematische Auswertung von Schäden an Brücken* », Bundesamt für Strassenbau", Forschungsauftrag 21/87, Rapport N°319 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1994.

- [LUDESCHER_99] LUDESCHER, H., HAJDIN, R., “*Distinctive features of the Swiss road structures management system*”, Proceedings International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States, 1999.
- [LUNK_98] Lunk, P., Mayer, G., Wittmann, F.H., “*Einfluss des Eindringens von Chloriden auf die wartungsfreie Nutzungsdauer von Stahlbetontragwerken*”, Mandat 82/93, Rapport N°536 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1998.
- [MARTI_99] MARTI, P., ALVAREZ, M., KAUFMANN, W., SIGRIST, V., “*Tragverhalten von Stahlbeton*” Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Publikation SP-008, September, 1999.
- [MATT_98] MATT, P., HUNKELER, F., UNGRICH, H., “*Korrosionsschäden an Spannstählen in Spanngliedern und vorgespannten Boden- und Felsankern*”, Forschungsauftrag 86/95, Rapport N°534 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1998.
- [MOLNAR_99] MOLNAR, I., BAKÓ, A., “*Development and implementation of Pontis based Hungarian Bridge Management System*”, Proceedings International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States, 1999.
- [MANGAT_94] MANGAT, P.S., MOLLOY, B.T., “*Prediction of free chloride concentration in concrete using routine inspection data*”, Magazine of Concrete Research, Vol. 46, N°169, 1994.
- [MANGAT_95] MANGAT, P.S., MOLLOY, B.T., “*Chloride binding in concrete containing PFA, gbs or silica fume under sea water exposure*”, Magazine of Concrete Research, Vol. 47, N°171, 1995.
- [NAGESH_98] NAGESH, M., BHATTACHARJEE, B., “*Modeling of chloride diffusion in concrete and determination of diffusion coefficients*”, ACI Materials Journal, Volume 95, N°2, 1998.
- [NGALA_95] NGALA, V.T., PAGE, C.L., PARROTT, L.J., YU, S.W., “*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, Vol. 25, N°4, 1995.
- [OBERBECK_95] OBERBECK, N., “*Instationärer Wärme-Feuchte-Schadstoff – Transport in Beton – Theorie und Berechnung*”, Bericht Nr. 95-97, Braunschweig, 1995.
- [PAULSSON_97] PAULSSON, J., “*Effects of repairs on the remaining life of concrete bridge decks*”, Licentiate Thesis, TRITKA-BKN, Bulletin 27, Stockholm, 1997.
- [PONTIS_93A] “*PONTIS Version 2.0 – User’s Manual*”, Report FHWA SA-94-083, U.S. Department of Transportation, 1993.
- [PONTIS_93B] “*PONTIS Technical Manual*”, Report FHWA SA-94-031, U.S. Department of Transportation, 1993.
- [REINHARDT_89] RHEINHARDT, H.W., MIJNSBERGEN, J.P.G., “*In-situ measurement of permeability of concrete cover by overpressure*”, The life of Structures. Physical Testing, Armer, G.S.T., Clarke, J.L., Garas, F.K. (Eds), London, Butterworths, 1989.

- [RICHARTZ_69]. RICHARTZ, W., "*Die Bindung von Chlorid bei der Zementhärtung*", Zement Kalk Gips 58, Nr. 5, 1969.
- [ROBERT_97]. ROBERT, A., "*Recherche de méthodes d'interprétation des mesures géoradar et de thermographie infrarouge appliquées au contrôle non-destructif et à l'auscultation in-situ des matériaux de construction*", Thèse N°1577, EPFL, Lausanne, 1996.
- [ROELFSTRA_01] ROELFSTRA, R., HAJDIN R., BRÜHWILER, E., "*Modèle d'évolution de l'état des ponts-routes en béton*", Office Fédéral des Routes, Berne, à paraître.
- [ROSE_65] ROSE, D.A., "*Water movement in unsaturated porous materials*", Rilem bulletin N°29, 1965.
- [SAETTA_93] SAETTA, A.V., SCOTTA, R.V., VITALIANI, R.V., "*Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete*", ACI Materials Journal, 1993.
- [SIA_160] "*Action sur les structures porteuses*", Norme SIA 160, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zürich, 1989.
- [SIA_162] "*Ouvrages en béton*", Norme SIA 162, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zürich, 1993.
- [SIA_162/1] "*Ouvrages en béton – Essais des matériaux*", Norme SIA 162/1, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zürich, 1989.
- [SIA_162/2] "*Détermination de la teneur en chlorures libres dans le béton*", Recommandation SIA 162/2, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zürich, 1990.
- [SIA_162.051] "*Béton: Performances, production, mise en œuvre et critères de conformité*", SIA 162.051, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zürich, 1991.
- [SIA_462] "*Evaluation de la sécurité structurale des ouvrages existants*", Norme SIA 462, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zürich, 1994.
- [SIA_469] "*Conservation des ouvrages*", Norme SIA 469, Société suisse des Ingénieurs et Architectes, Zürich, 1997.
- [SÖDERQVIST_99] SÖDERQVIST, M.-K., VEIJOLA, M., "*Finnish project level Bridge Management System*", Proceedings International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States, 1999.
- [STEWART_98A] STEWART, M. G., ROSOWSKY, D. V., "*Structural safety and serviceability of concrete bridges subject to corrosion*", Journal of Infrastructure Systems, December, 1998.
- [STEWART_98B] STEWART, M., ROSOWSKY, D., "*Structural and Serviceability reliabilities for chloride diffusion, cracking, spalling and corrosion of concrete bridges*", Research Report N°162.02, University of Newcastle, Australia, 1998.
- [STEWART_98C] STEWART, M., ROSOWSKY, D., "*Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks*", Structural Safety 20, 1998.

- [STOFFEL_99] STOFFEL, PH., MARTI, P., "*Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Betonbauten*", Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IBK Publikation SP-009, Sept. 1999.
- [STOFFEL_00] STOFFEL, PH., "*Zur Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Stahlbetonbauten*", Dissertation Technische Wissenschaften ETH Zürich, Nr. 13692, 2000.
- [THOFT_97] THOFT-CHRISTENSEN, P., Jensen, F.M., Middleton, C.R., Blackmore, A., "*Revisited rules for concrete bridges*", Safety of Bridges, ed. by Parag C. Das, London: Thomas Telford, 1997.
- [THOFT_98] THOFT-CHRISTENSEN, P., "*Assessment of service lifetime of existing reinforced concrete bridges*", Structural Safety and Reliability, Shiraishi, Shinozuka & Wen (eds), Balkema, Rotterdam, 1998.
- [TORRENT_93] TORRENT, R., "*Studie über Methoden zur Messung und Beurteilung der Kennwerte des Ueberdeckungsbetons auf der Baustelle*", Rapport N°506 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1993.
- [TORRENT_95] TORRENT, R., FRENZER, G., "*Measurement methods and assessment of in-situ the concrete cover properties*", Rapport N°516 (VSS), Office Fédéral des Routes, Berne, 1995.
- [TUMIDAJSKI_96] TUMIDAJSKI, P.J., "*Application of danckwerts' solution to simultaneous diffusion and chemical reaction in concrete*", Cement and Concrete Research, Vol. 26, N°5, 1996.
- [TUUTTI_82] TUUTTI, K., "*Corrosion of steel in concrete*", CBI fo 4-82, Swedish Cement and Concrete Research, Stockholm, 1982.
- [VASSIE_84] VASSIE, P., "*Corrosion of reinforcement : an assessment of twelve concrete bridges after 50 years service*", Crowthorne, Berkshire : Transport and Road Research Laboratory. TRRL research report 78, 1986.
- [WALTHER_90] WALTHER, R., MIEHLBRADT, M. "*Dimensionnement des structures en béton*", Traité de Génie Civil, Volume 7, EPFL, Lausanne, 1990.
- [WEYERS_98] WEYERS, R. E., "*Service life model for concrete structures in chloride laden environments*", Materials Journal, Vol. 95, N°4, 1998.

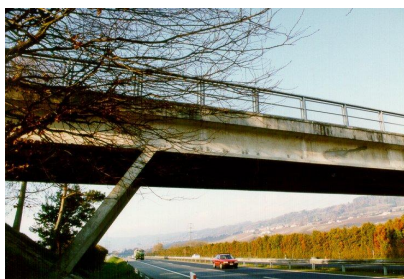
Annexe A

Plans des ponts sélectionnés de l'échantillon

A.1 Photos des ponts sélectionnés



Pont N°1



Pont N°2



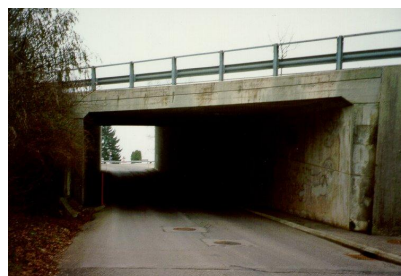
Pont N°7



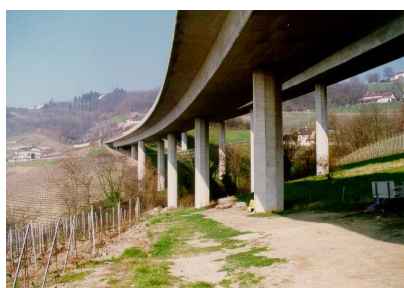
Pont N°14



Pont N°15



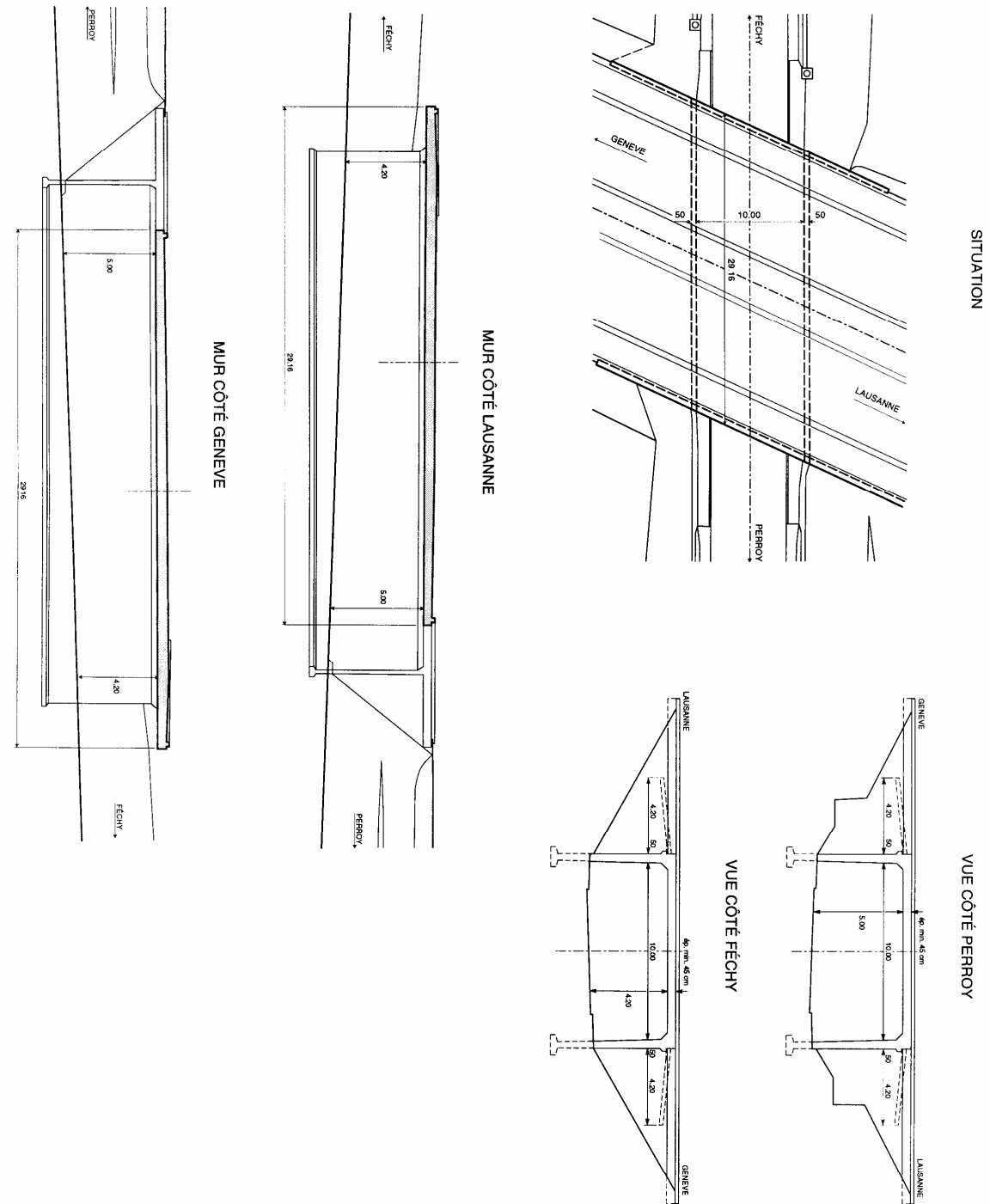
Pont N°17



Pont N°18

Figure A.1 Photos des ponts sélectionnés de l'échantillon représentatif des ponts du réseau des routes nationales suisses.

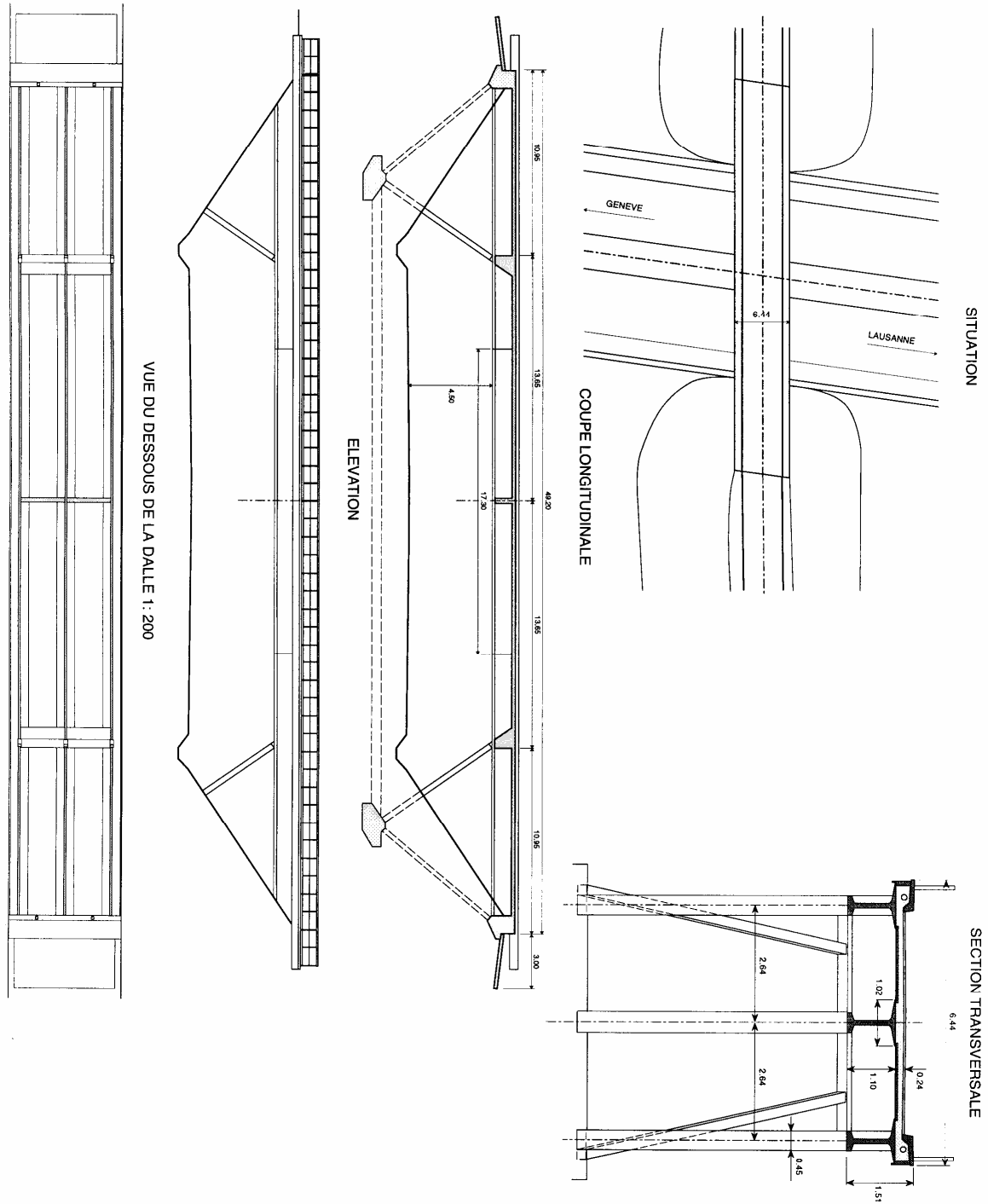
A.2 Pont N°1



1	PASSAGE INFÉRIEUR DE PERROY	AUTOROUTE	Km	DESIGNATION	ROUTE	DATE
		A1	47.914	IR.52	ROUTE CANTONALE 52 e	1963

Figure A.2 Plans du pont N°1.

A.3 Pont N°2



	AUTOROUTE	Km	DESIGNATION	ROUTE	DATE
2	PASSAGE SUPÉRIEUR AU COUDE A1	47.914	SC. 922 #	CHEMIN AF. 922	1963

Figure A.3 Plans du pont N°2.

A.4 Pont N°7

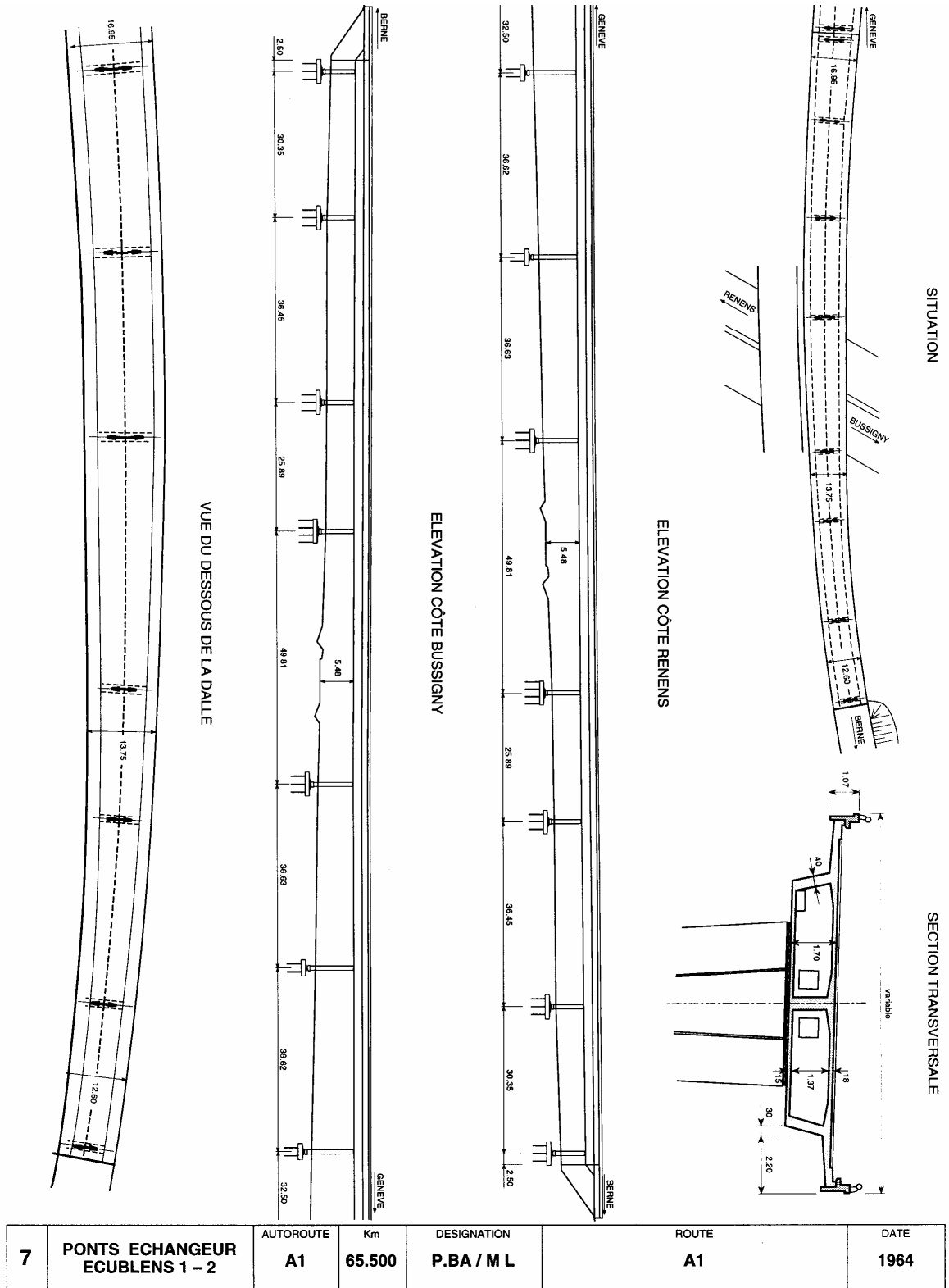
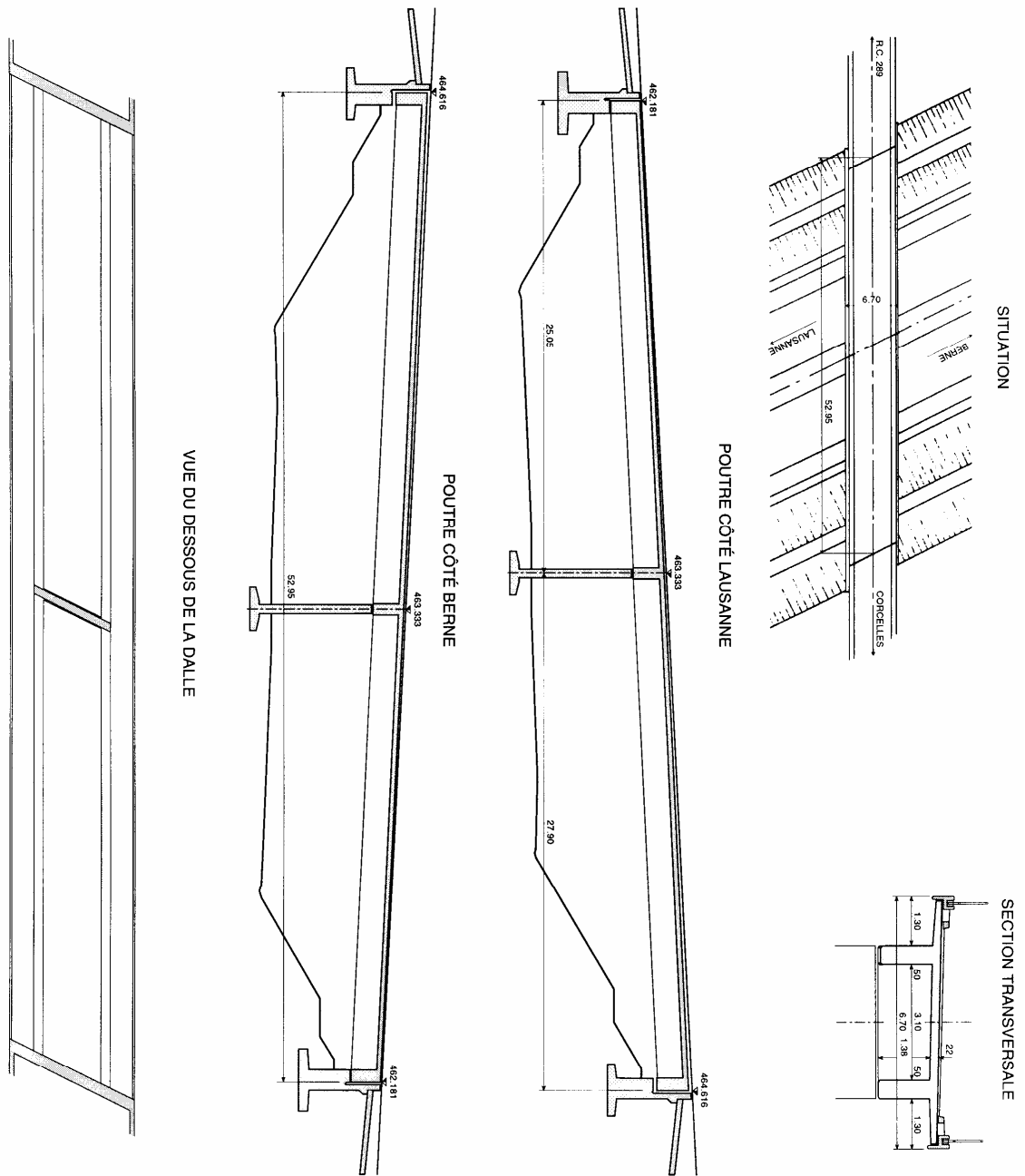


Figure A.4 Plans du pont N°7.

A.5 Pont N°12



12	PASSAGE SUPÉRIEUR DE SURJOUX	AUTOROUTE A1	Km 85.312	DESIGNATION SC. S	ROUTE CHEMIN AF	DATE 1982
-----------	-------------------------------------	------------------------	---------------------	-----------------------------	---------------------------	---------------------

Figure A.5 Plans du pont N°12.

A.6 Pont N°15

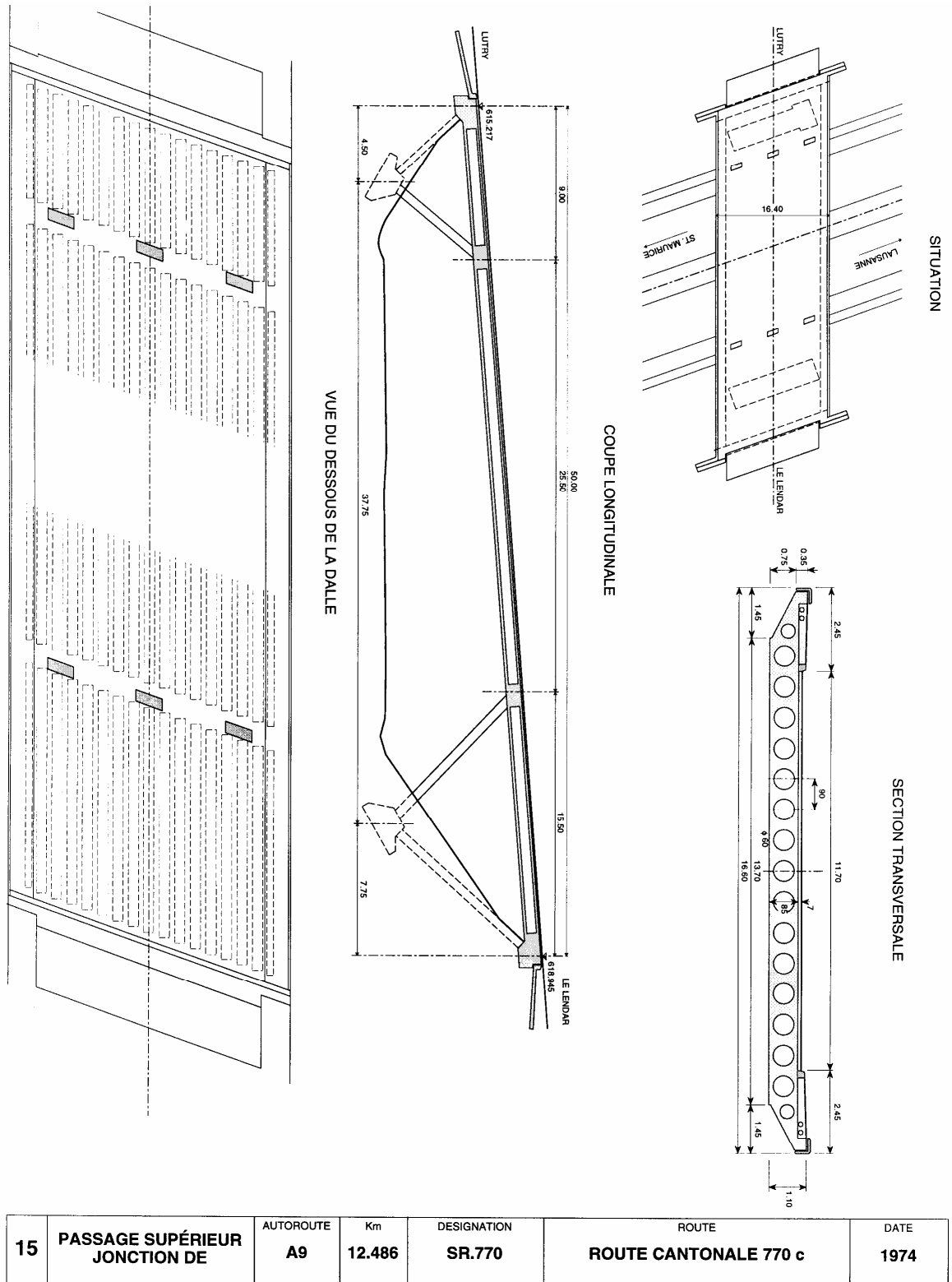


Figure A.6 Plans du pont N°15.

A.7 Pont N°17

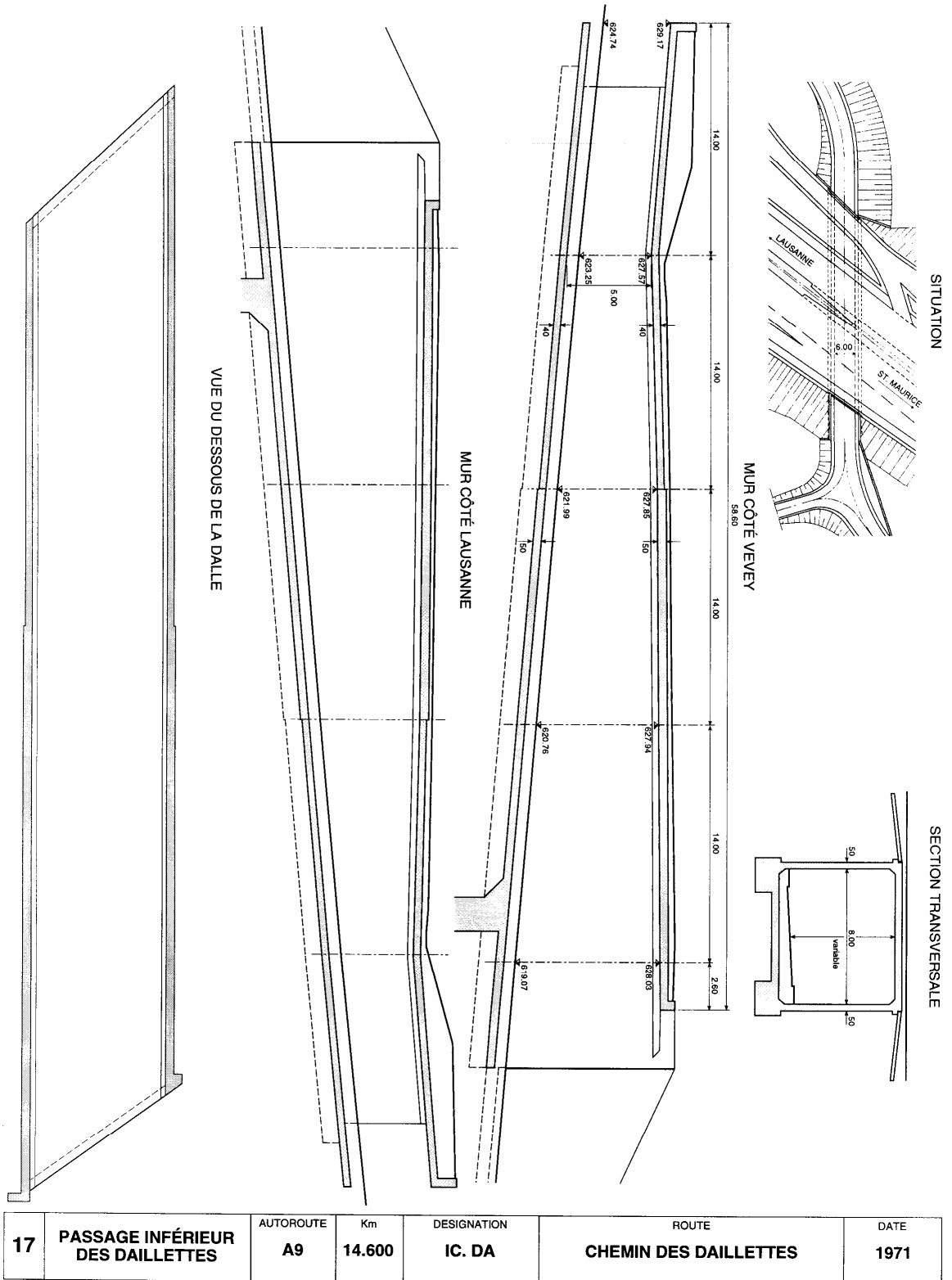
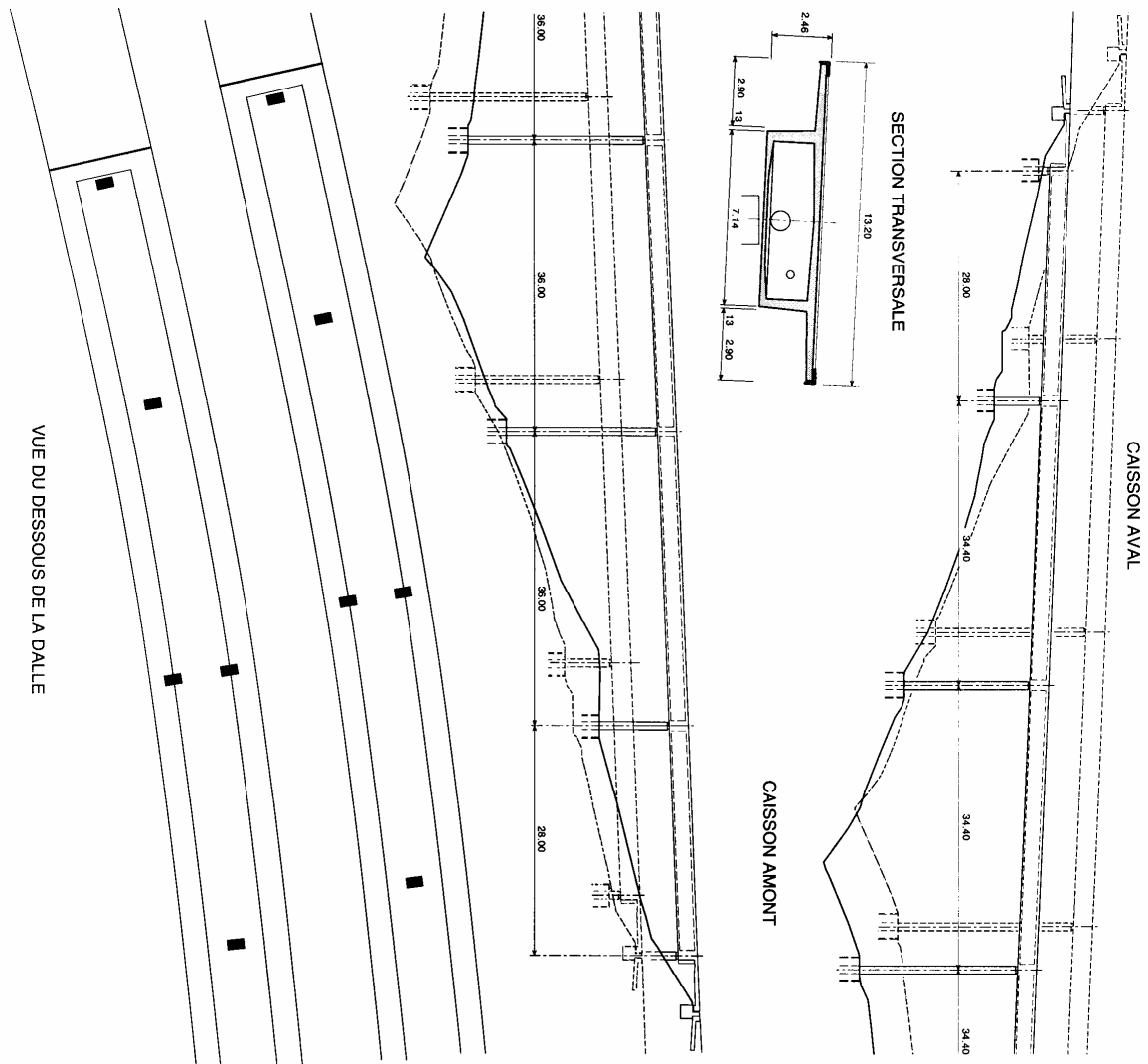


Figure A.7 Plans du pont N°17.

A.8 Pont N°18



		AUTOROUTE	Km	DESIGNATION	ROUTE	DATE
18	PONTS DE LA BAHYSE	A9	16.542	P.BA / M L	A9	1972

Figure A.8 Plans du pont N°18.

Annexe B

Résultats des simulations de pénétration des ions chlorures

Les résultats fournis dans cette annexe correspondent aux simulations de la pénétration des ions chlorures effectuées avec le modèle du chapitre 3, pour les trois types d'exposition (au sel de déverglaçage) et pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage. Les valeurs des coefficients de transport de l'eau et des chlorures sont les coefficients moyens, plus un écart-type et moins un écart-type.

B.1 Simulations avec les valeurs plus un écart-type

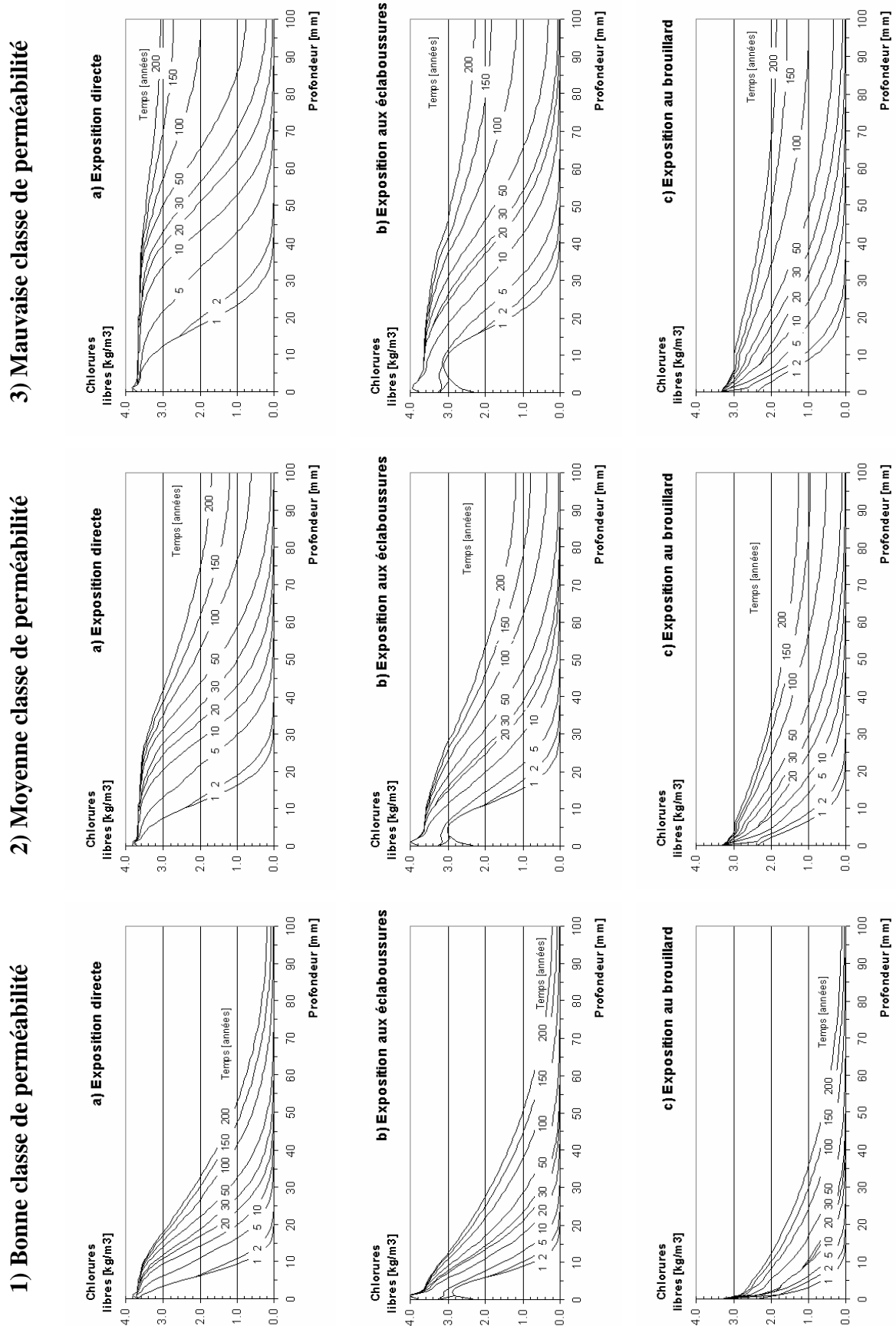
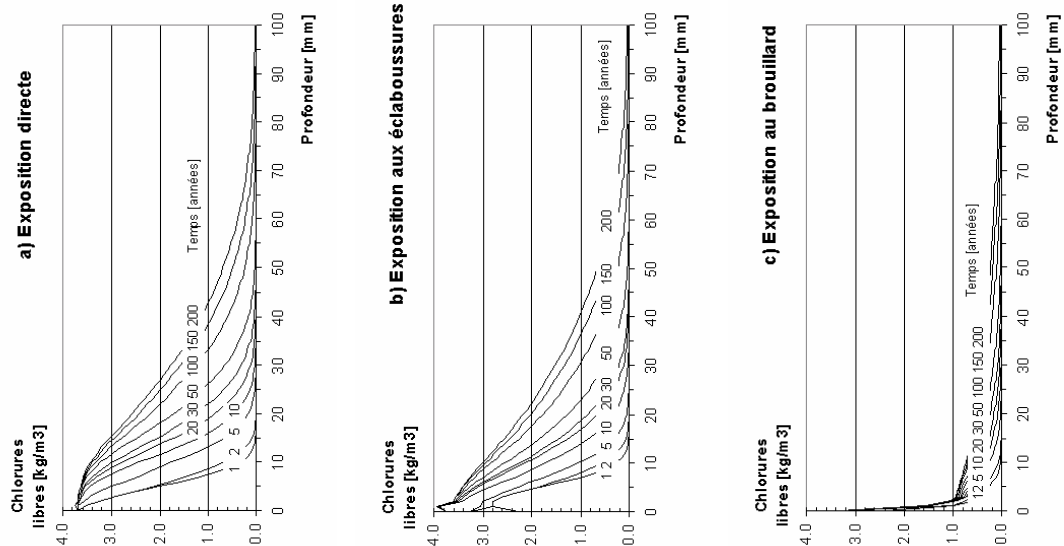


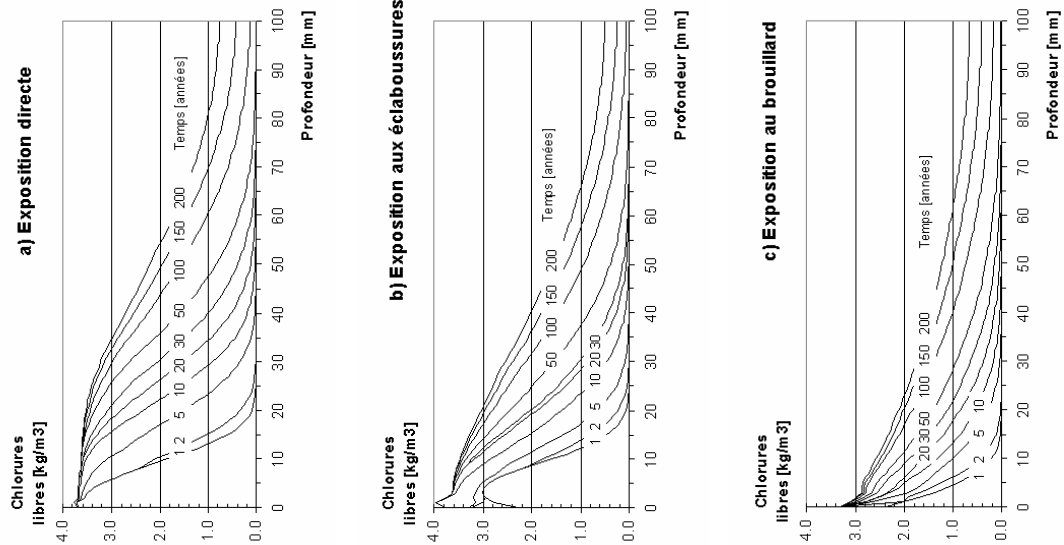
Figure B.1 Simulations des teneurs en chlorures libres (paramètres plus un écart-type).

B.2 Simulations avec les valeurs moins un écart-type

1) Bonne classe de perméabilité



2) Moyenne classe de perméabilité



3) Mauvaise classe de perméabilité

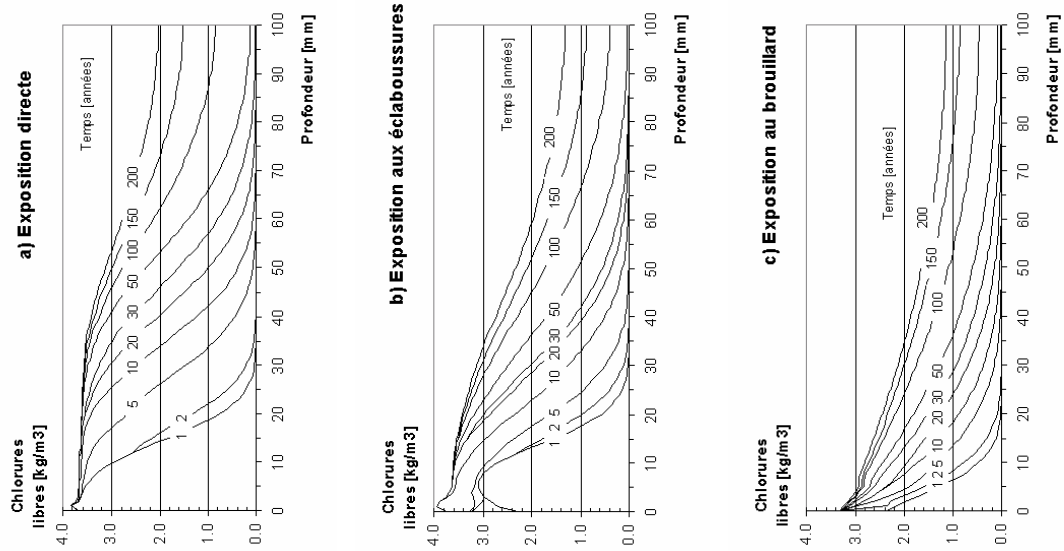
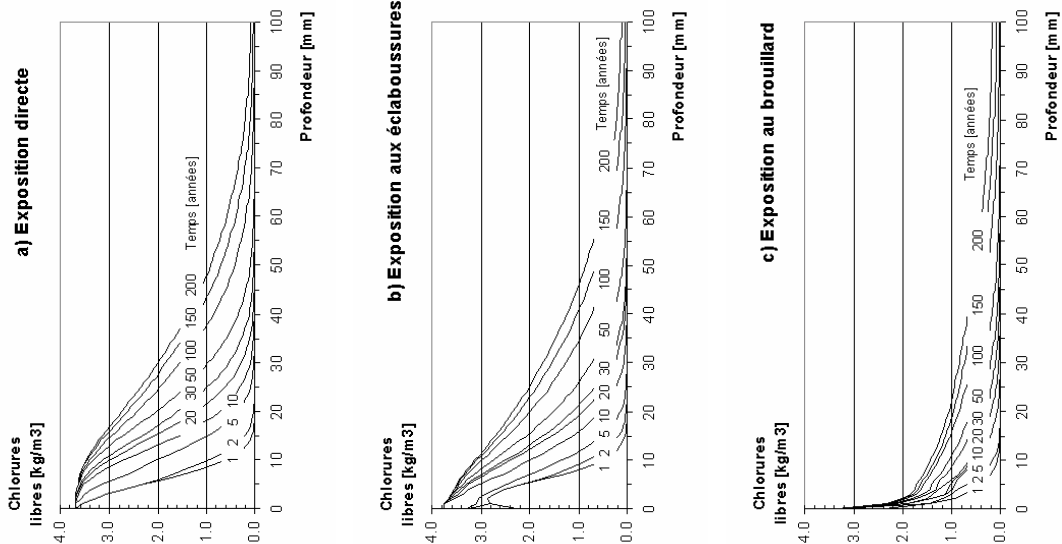


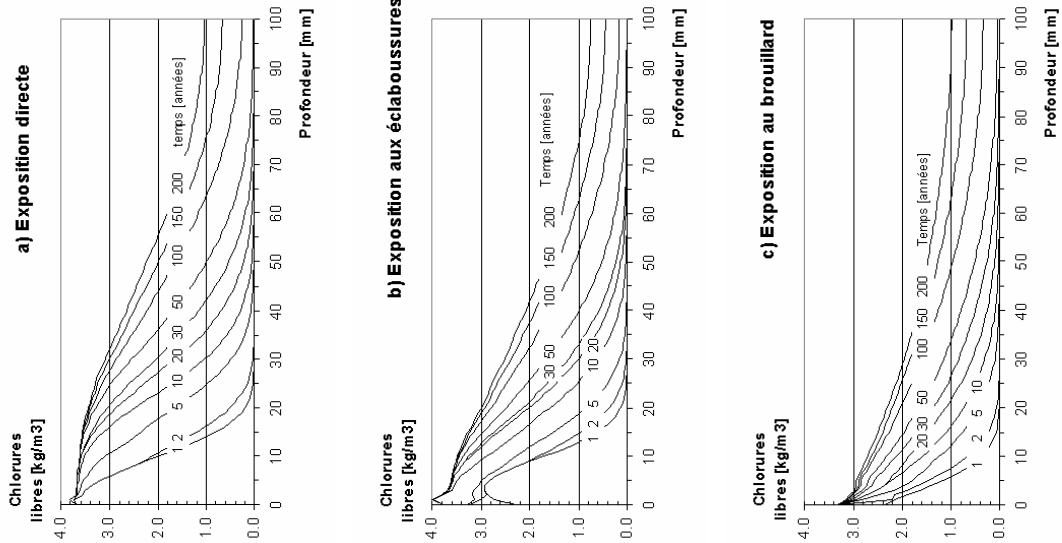
Figure B.2 Simulations des teneurs en chlorures libres (paramètres moins un écart-type).

B.3 Simulations avec les valeurs moyennes

1) Bonne classe de perméabilité



2) Moyenne classe de perméabilité



3) Mauvaise classe de perméabilité

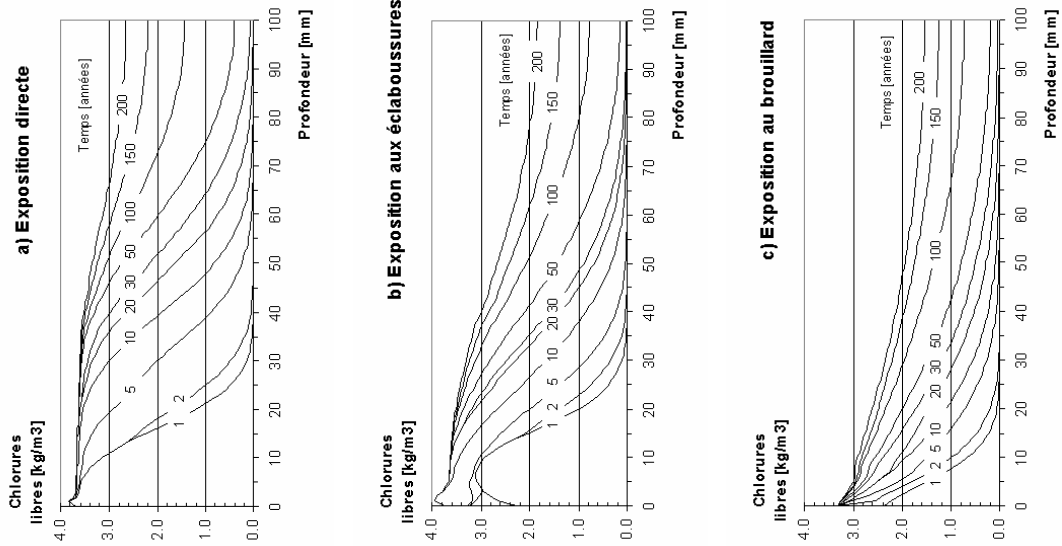


Figure B.3 Simulations des teneurs en chlorures libres (paramètres moyens).

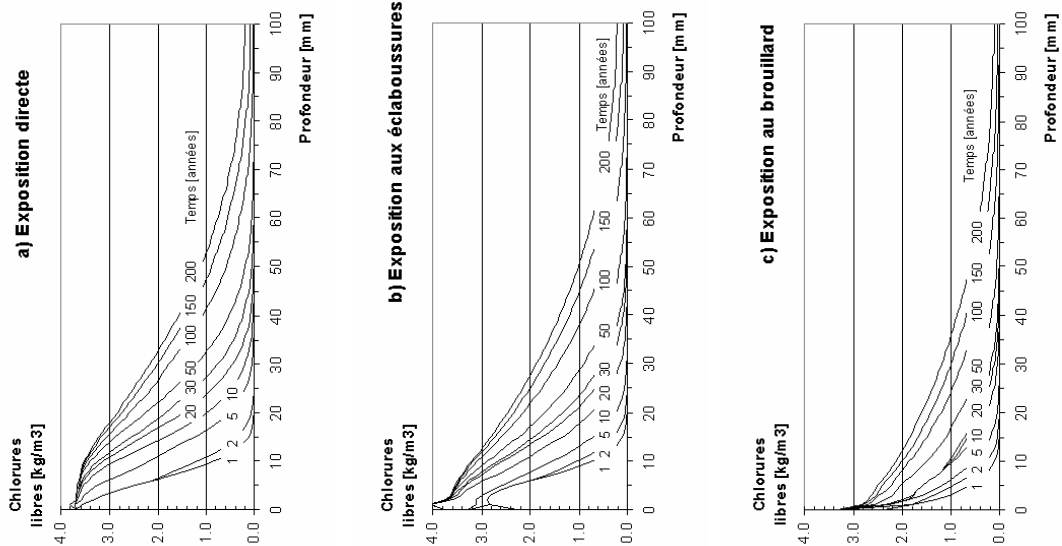
Annexe B

Résultats des simulations de pénétration des ions chlorures

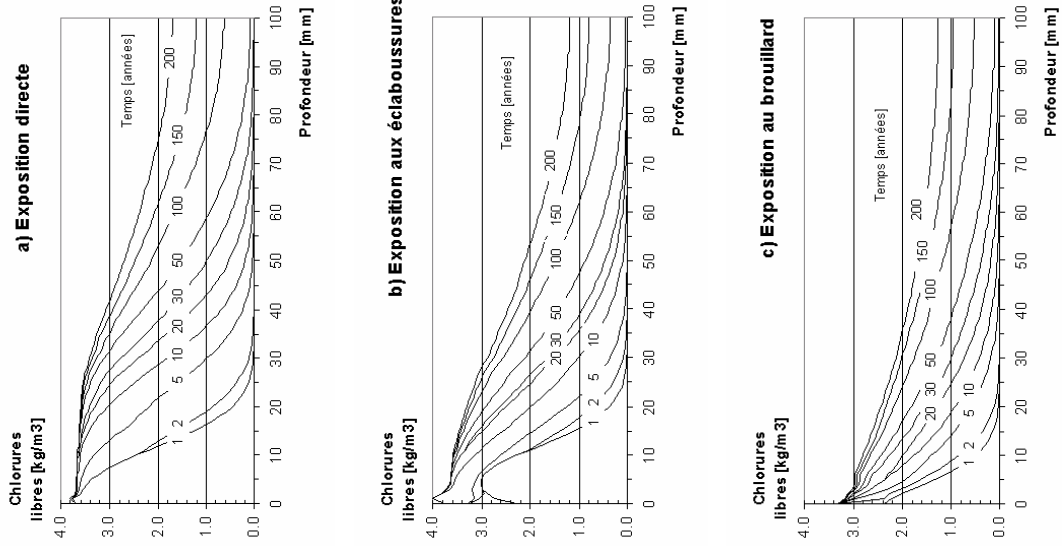
Les résultats fournis dans cette annexe correspondent aux simulations de la pénétration des ions chlorures effectuées avec le modèle du chapitre 3, pour les trois types d'exposition (au sel de déverglaçage) et pour les trois classes de perméabilité du béton d'enrobage. Les valeurs des coefficients de transport de l'eau et des chlorures sont les coefficients moyens, plus un écart-type et moins un écart-type.

B.1 Simulations avec les valeurs plus un écart-type

1) Bonne classe de perméabilité



2) Moyenne classe de perméabilité



3) Mauvaise classe de perméabilité

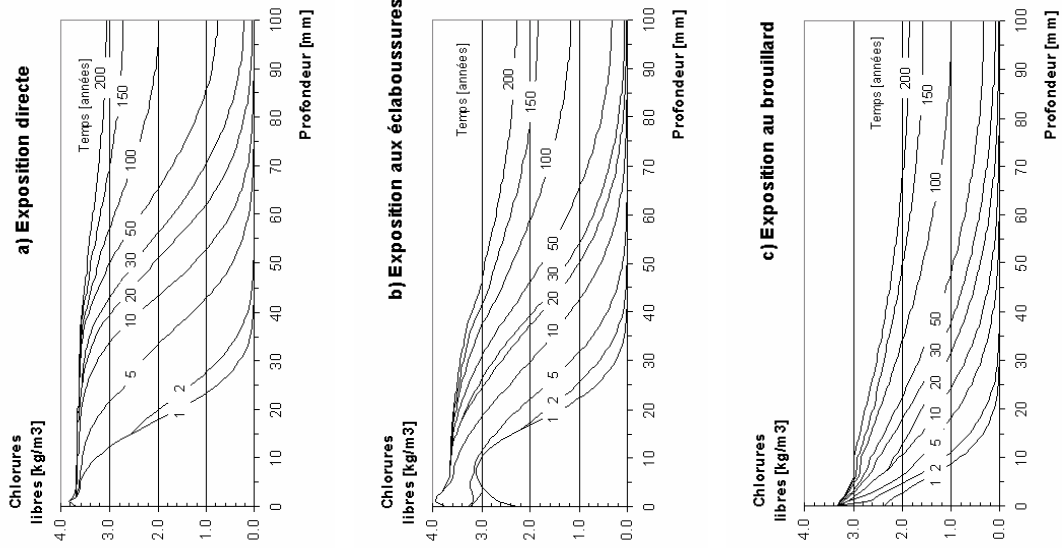
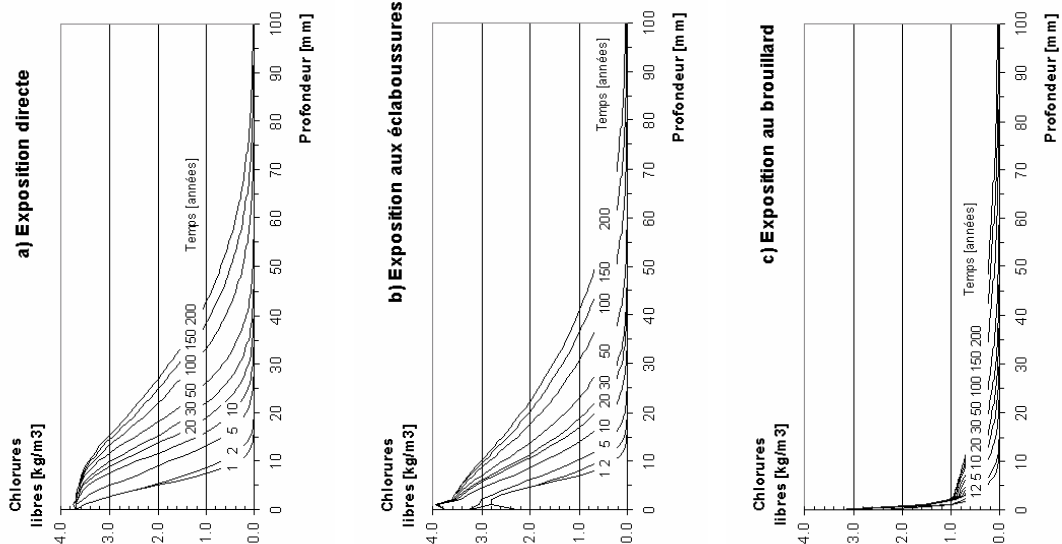


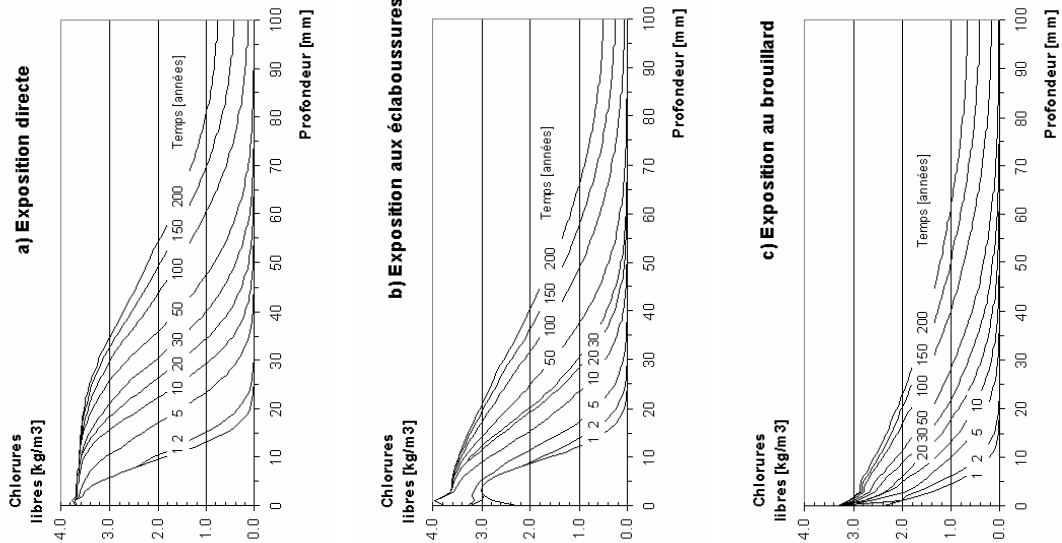
Figure B.1 Simulations des teneurs en chlorures libres (paramètres plus un écart-type).

B.2 Simulations avec les valeurs moins un écart-type

1) Bonne classe de perméabilité



2) Moyenne classe de perméabilité



3) Mauvaise classe de perméabilité

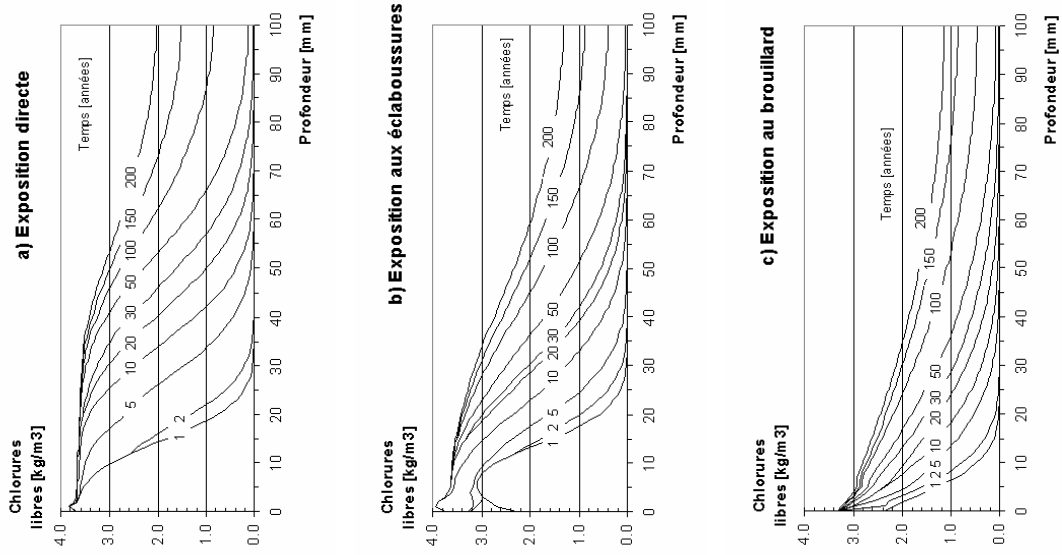
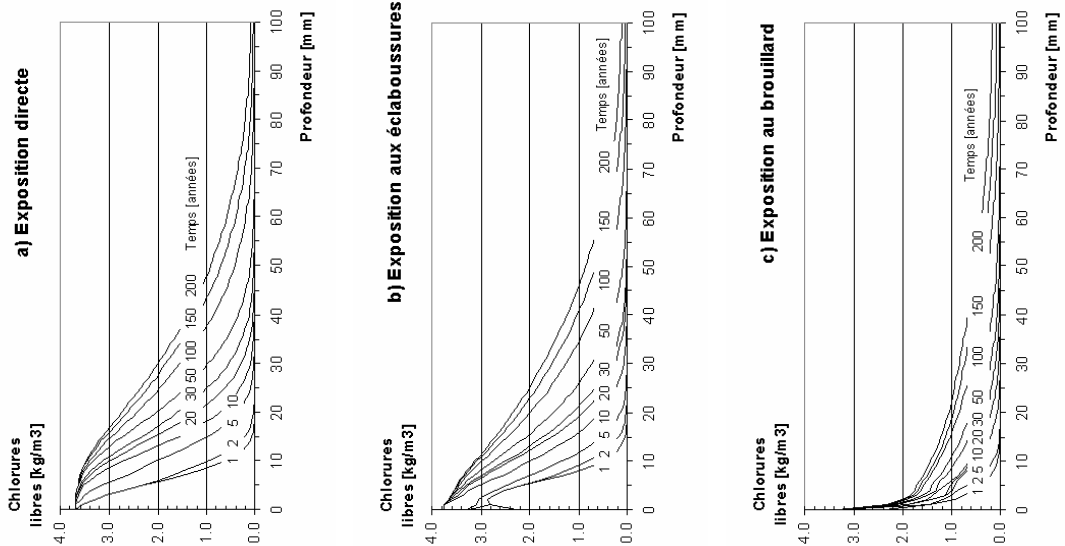


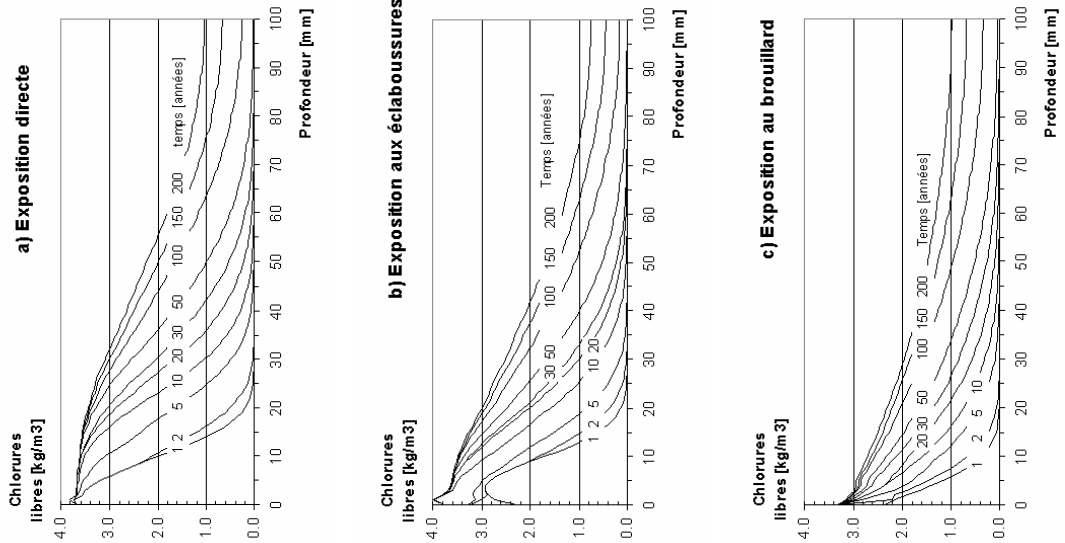
Figure B.2 Simulations des teneurs en chlorures libres (paramètres moins un écart-type).

B.3 Simulations avec les valeurs moyennes

1) Bonne classe de perméabilité



2) Moyenne classe de perméabilité



3) Mauvaise classe de perméabilité

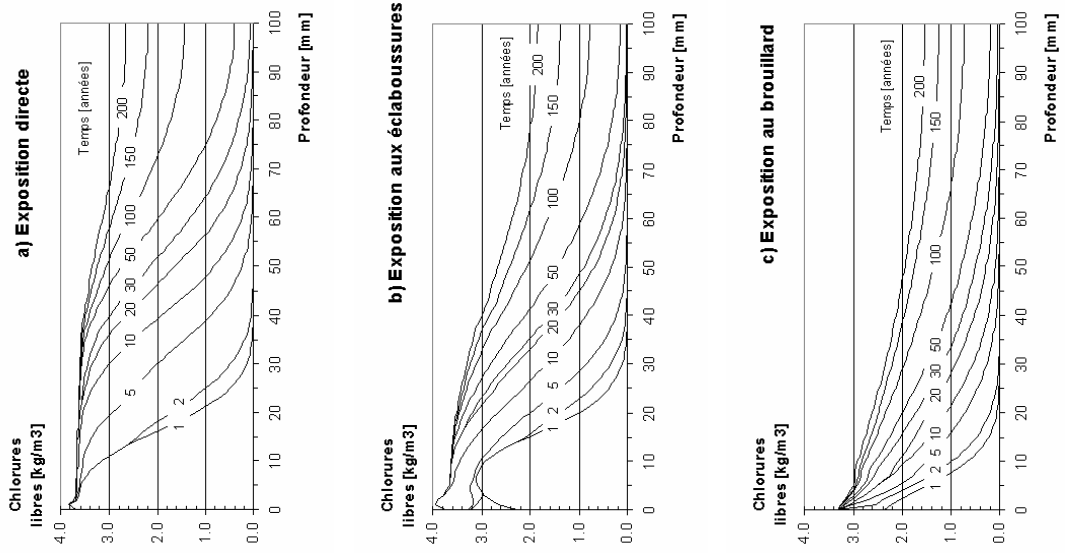


Figure B.3 Simulations des teneurs en chlorures libres (paramètres moyens).

Annexe C

Résultats des simulations de la dégradation

Cette annexe contient l'ensemble des dégradations établies dans le chapitre 4. Les dégradations sont données en fonction de l'épaisseur de l'enrobage, de la classe de perméabilité du béton d'enrobage et de l'exposition au sel de déverglaçage.

C.1 Dégradation pour un enrobage de 10 mm

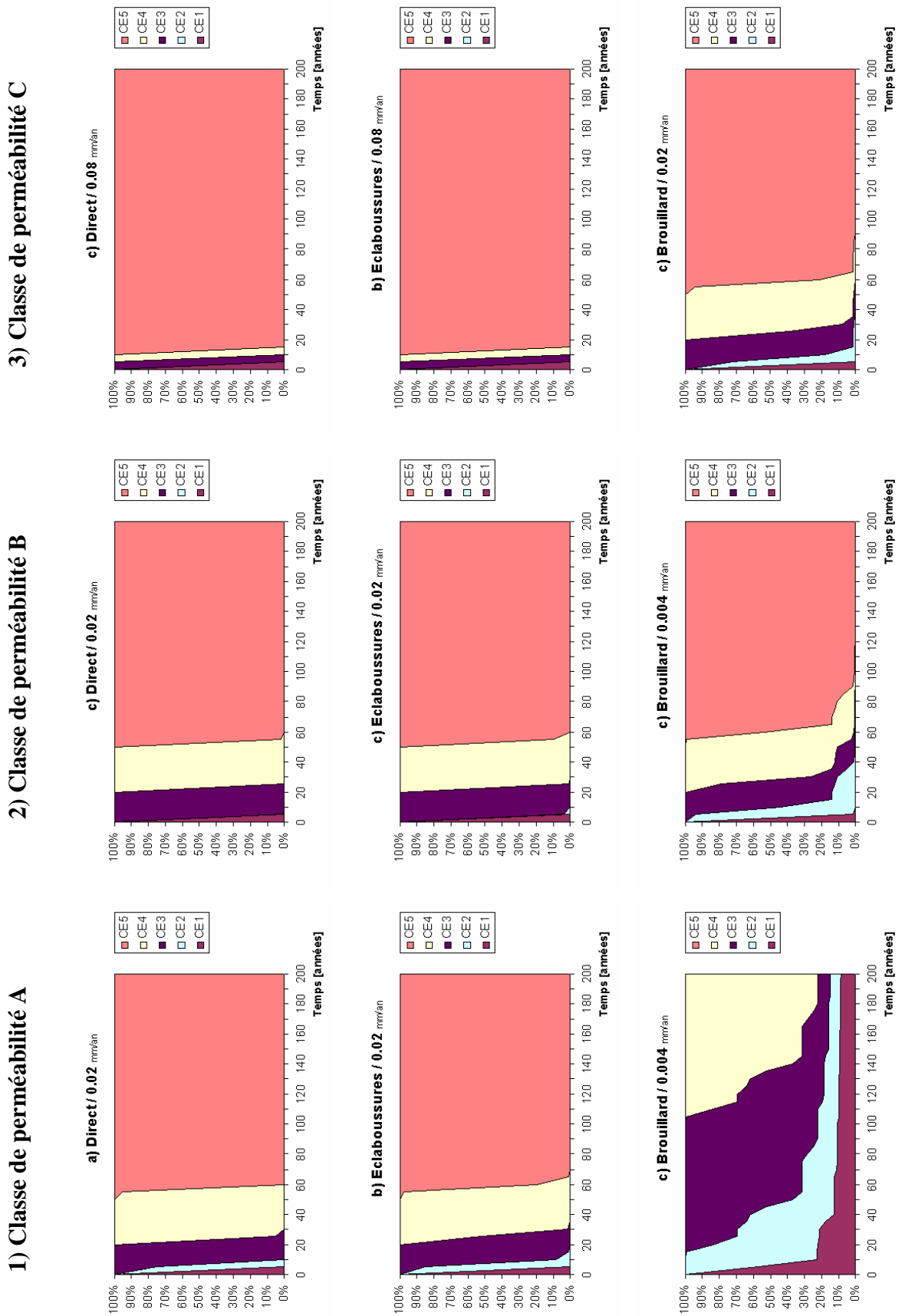


Figure C.1 Simulations de la dégradation pour un enrobage de 10 mm.

C.2 Dégradation pour un enrobage de 20 mm

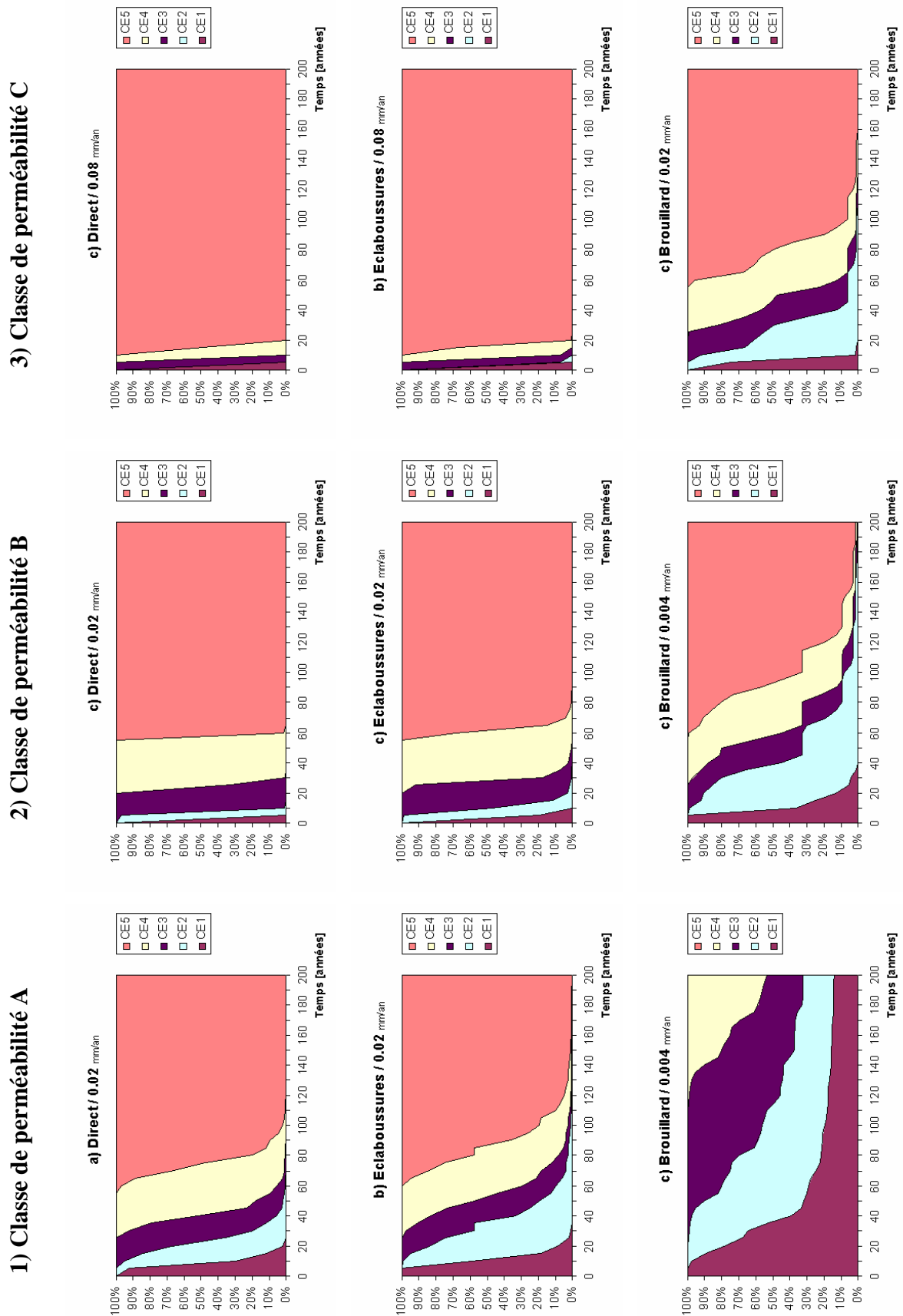


Figure C.2 Simulations de la dégradation pour un enrobage de 20 mm.

C.3 Dégradation pour un enrobage de 30 mm

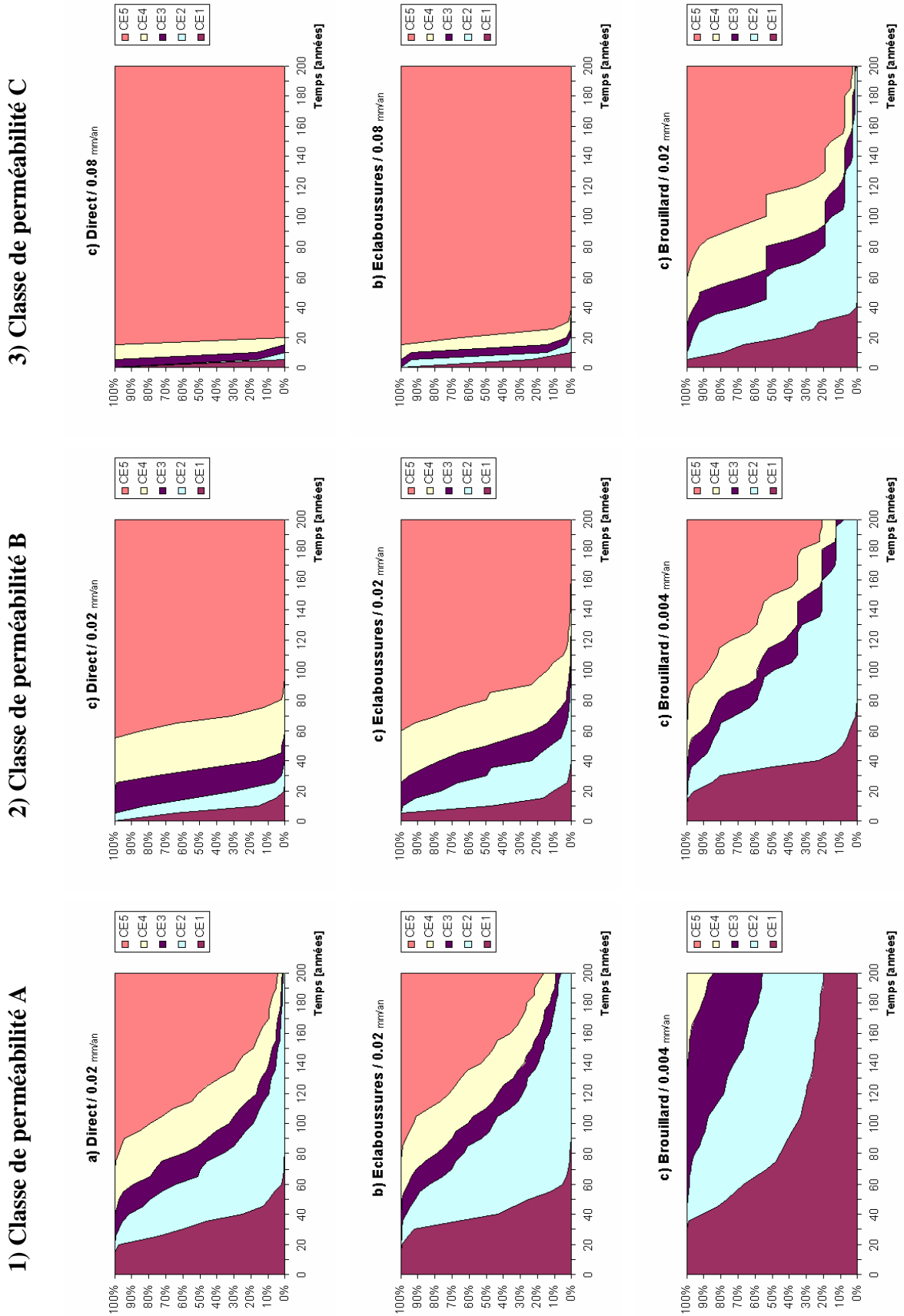


Figure C.3 Simulations de la dégradation pour un enrobage de 30 mm.

C.4 Dégradation pour un enrobage de 40 mm

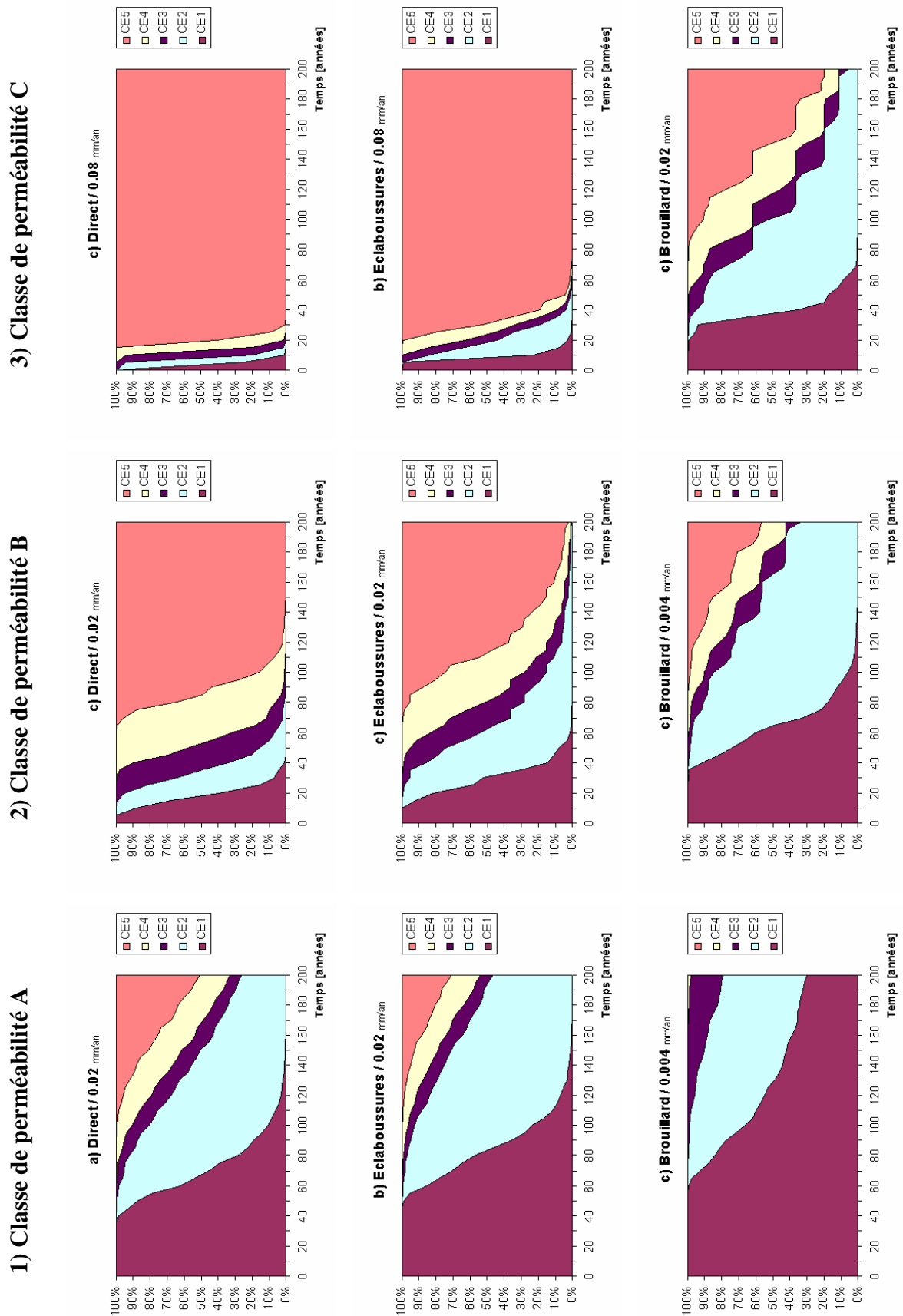


Figure C.4 Simulations de la dégradation pour un enrobage de 40 mm.

C.5 Dégradation pour un enrobage de 50 mm

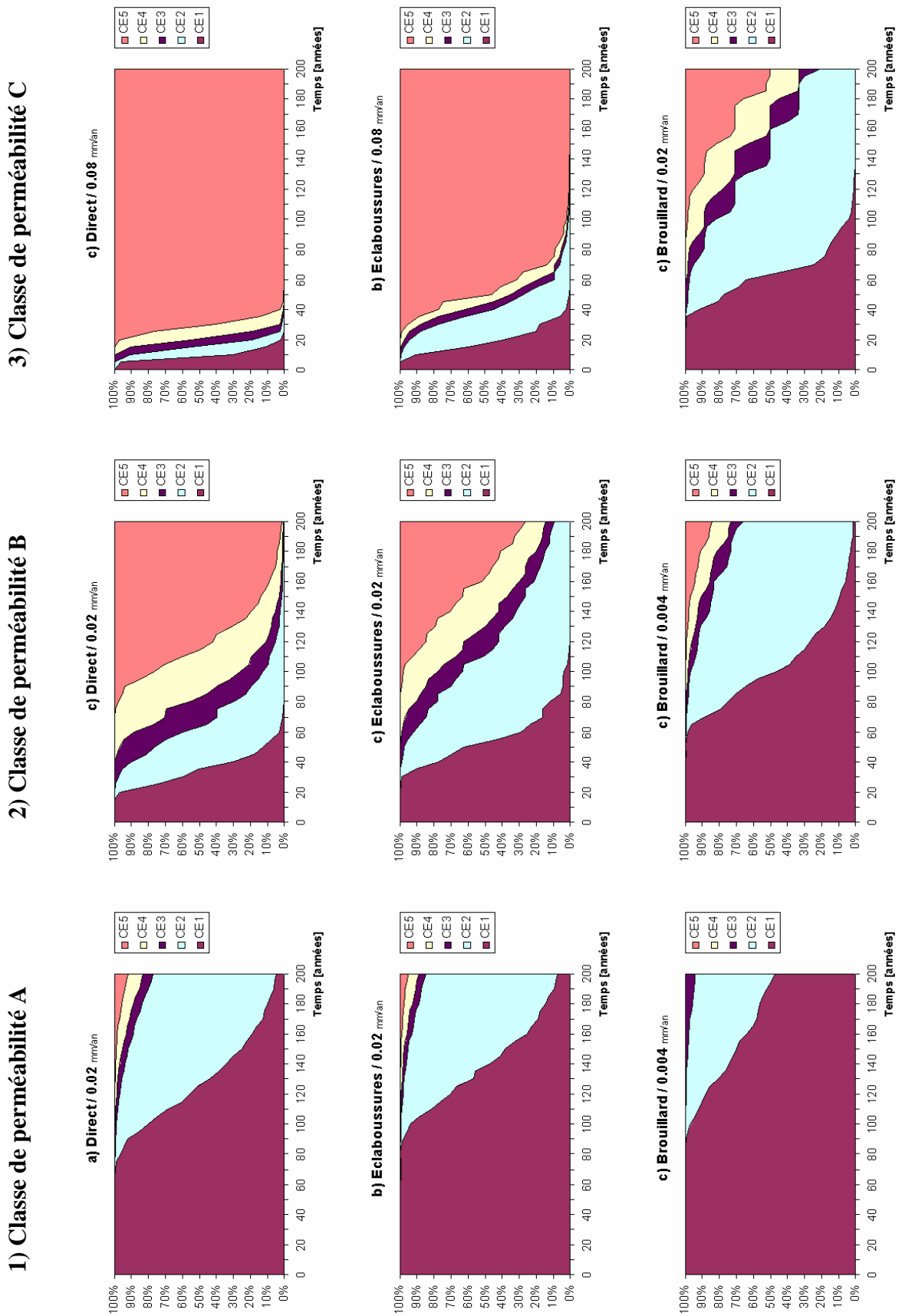


Figure C.5 Simulations de la dégradation pour un enrobage de 50 mm.

Curriculum vitae

Nom : Guido ROELFSTRA
Date et lieu de naissance : 9 juin 1972 à Amsterdam / Pays-Bas
Origine Pays-Bas

Formation :

1988 - 90 : Maturité fédérale type C (math.-science), CESSNOV
1990 - 95 : Diplôme d'ingénieur civil EPFL - Orientation : Conception et analyse de structures, EPF-Lausanne
1997 - 98 : Certificat postgrade en "Risque et management des systèmes techniques", EPFL / ETH-Zurich / UNI St-Gall

Expériences professionnelles :

Dès 1995, MCS-EPFL, Lausanne
Assistant sous la direction du professeur E. Brühwiler

- Recherche sur la détérioration des ponts-routes en béton
- Réalisation d'essais en laboratoire sur des éléments de structure (colonnes, renforcement au poinçonnement, murs, tirants et goujons)
- Collaboration à des expertises d'ouvrages existants (bâtiments et ponts)
- Collaboration aux tâches d'enseignement dans le domaine de la maintenance et suivi de quatre travaux de diplôme.

Publications :

ROELFSTRA, G., BRÜHWILER, E., *"Sécurité au poinçonnement de dalles existantes"*, Ingénieurs et Architectes Suisses, N°24, pp. 434-440, Lausanne, Novembre 1996.

ADEY, B., ROELFSTRA, G., HAJDIN, R., BRÜHWILER, E., *"Permeability of Existing Concrete Bridges"*, 2nd International Ph.D. Symposium, Budapest, Hungary, August 25-28, 1998.

ROELFSTRA, G., ADEY, B., HAJDIN, R., BRÜHWILER, E. : *"The condition evolution of concrete bridges based on a segmental approach, non-destructive testing and deterioration models"*, Proceedings, International Bridge Management Conference, Denver Colorado, United States, April 26-28, 1999, section C-2.

