



**Université de Lille
&
Université Libanaise**

Thèse présentée par

Fatima EL HAJJ CHEHADE

Soutenue le 25 Octobre 2018

Pour obtenir le grade de **Docteur en Génie Civil**

**Estimation Non-Invasive de la Durée de Vie des
Infrastructures Civiles Soumises à des Contraintes
Non-Contrôlées**

Thèse dirigée par :

Rafic YOUNES	Professeur, Université Libanaise	Directeur de thèse
Hussein MROUEH	Professeur, Université de Lille	Directeur de thèse
Fadi HAGE CHEHADE	Professeur, Université Libanaise	Co-Directeur de thèse

Membres du jury :

Fadi GEARA	Professeur, ESIB, Université Saint-Joseph de Beyrouth	Rapporteur
Yacin FAHJAN	Professeur, Gebze Institute of Technology Turquie	Rapporteur
Isam SHAHROUR	Professeur, Université de Lille	Examineur
Ariane Abou-Chakra	Maitre de Conférence, INSA Toulouse	Examineur
Nisrine MAKHOUL	Assistant Professor, University of Balamand	Examineur

REMERCIEMENTS

Mes premiers remerciements ne peuvent aller qu'à mon directeur de thèse au Liban Pr. Rafic Younes pour avoir accepté d'encadrer ce travail. Je reconnais avoir bénéficié d'une grande opportunité par sa direction de mon travail. En dépit de son emploi du temps très chargé en tant que doyen de la faculté de génie à l'université libanaise, il m'a toujours accordé un temps afin de me faire partager ses idées innovantes et ses conseils précieux. En plus de sa robustesse scientifique, je salue vivement l'extrême générosité dont il avait fait preuve tout au long de mon parcours. Il rassemble les caractères d'un vrai leader : l'intelligence, la fermeté, la clairvoyance et surtout la grandeur d'âme.

Je tiens à exprimer autant de remerciements à mon directeur de thèse en France Pr. Hussein Mroueh pour le soutien qu'il m'a apporté durant mon séjour en France.

Mon co-directeur de thèse Pr. Fadi Hage Chehade qui a suivi ce travail jusqu'au bout mérite mes remerciements chaleureux. Il ne s'est jamais abstenu de m'accueillir même dans sa propre maison, au détriment de son temps de repos.

Pr. Fadi Geara, doyen de l'ESIB à l'université Saint Joseph de Beyrouth et Pr. Yacin Fahjan de l'institut Gebze en Turquie ont accepté d'être les rapporteurs de cette thèse. Je leur adresse mes plus vifs remerciements pour avoir assumé cette tâche avec beaucoup de sérieux et de précision.

Je tiens aussi à remercier Pr. Isam Shahrour qui m'a accueilli au sein de son laboratoire en France, il a montré un grand intérêt à ce travail. J'associe à ces remerciements Dr. Nisrine Makhoul et Dr. Ariane Abou-Chakra Guéry pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Je remercie très chaleureusement tous les membres des laboratoires LGCgE et Centre de Modélisations avec qui les contacts ont toujours été amicaux et sympathiques.

Ce travail n'aurait pu être accompli sans le soutien financier de mon université libanaise et du service BIATSS en France. J'en suis très reconnaissante !

Enfin, je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères à ma famille exceptionnelle. Ce succès est pour vous et grâce à vous !

RÉSUMÉ

Les infrastructures civiles sont généralement soumises à des facteurs externes qui peuvent agir sur leur durée de vie. Dans le cas des ponts routiers en béton armé, l'environnement agressif induit par exemple une pénétration des ions, comme les chlorures, dans le béton poreux entraînant ainsi la corrosion des armatures, qui est une cause principale de détérioration pour ce type de structures. Les effets du temps sont aussi à prendre en considération, ceux-ci se manifestent par le fluage et le retrait du béton, suite auxquels la performance de ces ouvrages est fortement influencée.

Cependant dans ce type de problème, le caractère probabiliste est souvent dominant sur la plupart des variables, cela ne se limite pas au trafic routier qui génère des contraintes non-contrôlées dans les sections portantes mais concerne aussi les variables liées aux dimensions de la structure, aux propriétés des matériaux, à la corrosion et aux effets du temps. La théorie de fiabilité a toujours constitué le moyen le plus convenable pour traiter ce type de problèmes, vu qu'elle puisse fournir une idée sur la durée de vie sous forme d'une probabilité de défaillance ou alors d'un indice de fiabilité. Cette théorie nous a également servi dans notre démarche mais aussi, une autre méthode basée sur l'optimisation a été proposée pour actualiser les lois de dégradation existantes.

L'objectif de ce travail consiste à proposer une approche permettant d'estimer l'évolution de la capacité de l'ouvrage avec le temps. Une telle approche devrait également permettre d'intégrer les données récupérées sur les sites, que ce soit par les tests d'inspection non-destructifs, ou bien celles issues de la surveillance de santé structurale ou encore les données de pesage en marche des véhicules, dans le processus d'évaluation à long terme. Il sera ainsi possible d'estimer la performance de la structure ou de son état de dégradation à un moment donné au cours de la durée de service.

Ce travail comporte quatre axes principaux. Une famille de 21 ponts en béton armé servira pour l'application, ces ponts sont conçus de façon à représenter les ponts en béton armé les plus courants en faisant varier les longueurs, le nombre de poutres et le nombre de voies. En ce qui concerne le chargement du trafic appliqué sur les ponts, ce dernier est simulé en se basant sur des données de pesage en marche enregistrées sur des autoroutes en Europe. Par la suite, La théorie de fiabilité est utilisée pour le calcul des indices de fiabilité au cours temps pour l'ensemble des ponts, les différents effets de la corrosion, du fluage et du retrait ainsi que le chargement réaliste de trafic sont introduits dans le calcul. Enfin, une nouvelle approche basée sur l'optimisation génétique est proposée afin d'actualiser les lois d'évolution de la rigidité en se basant sur des données simulées sur la déflexion à long terme.

Mots clés : *Ponts routiers, trafic, fiabilité, optimisation génétique*

ABSTRACT

Civil infrastructures are generally subjected to external factors that can affect their lifetime. In the case of reinforced concrete bridges, the aggressive environment induces, for example, the penetration of ions such as chloride, into the porous concrete leading to the corrosion of reinforcement bars, this constitutes the main cause of deterioration for this kind of structure. Time effects are also to be taken into account, for example creep and shrinkage that strongly influence the performance of the structure.

However, in this kind of problems, the probabilistic nature of most variables is often dominant; this is not limited to the traffic loading which generates uncontrolled constraints in the carrying sections, but also concerns the variables related to the structures dimensions, the materials properties, to corrosion and time effects. Reliability theory has always been the most appropriate way to deal with this kind of problems, since it can provide an idea about the structure lifetime in the form of failure probability or reliability index. This theory has also been used in our approach but also, another method based on optimization has been proposed to update existing degradation laws.

The objective of this work is then to propose a methodology to estimate the evolution of the structural capacity over time, this methodology also provides a mean to introduce the data collected by non-destructive test methods or those given from structural health monitoring or weigh-in-motion data, in the long-term evaluation process. Thus, it will be possible to estimate the performance of the structure or its degradation state at a given moment during the service life.

This work has four main axes. A set of 21 reinforced concrete bridges will be used for the application. These bridges are designed to represent the most common ones by varying lengths, number of girders and number of design lanes. Regarding the traffic loading applied on the bridges, it is simulated according to weigh-in-motion data recorded in European motorways. Subsequently, the reliability theory is used to calculate the time-dependent reliability indices for the bridge set. The effects of corrosion, shrinkage and creep as well as the realistic traffic loading are introduced in the calculation. Finally, a new approach based on genetic optimization is proposed to update the evolution law of the global rigidity based on simulated data for long term deflection.

Keywords: *Road bridges, traffic, reliability, genetic optimization*

LISTE DES PUBLICATIONS

ARTICLES PUBLIES

El Hajj Chéhade F., Younes R., Mroueh H., Hage Chéhade F. “*Time-Dependent Reliability Analysis of RC Bridges under the Combined Effect of Corrosion, Creep and Shrinkage*” in proceedings of the 7th International Conference on Safety and Security Engineering, SAFE17, Rome, Italy, WIT Transactions on The Built Environment 2017.

El Hajj Chéhade F., Younes R., Mroueh H., Hage Chéhade F. “*Use of stochastic optimization in the analysis of weigh-in-motion data*” in proceedings of the 9th International Conference On Bridge Maintenance, Safety And Management, IABMAS 2018, Melbourne, Australia, CRC Press Taylor and Francis Group 2018.

ARTICLES EN COURS

El Hajj Chéhade F., Younes R., Mroueh H., Hage Chéhade F. “*Time-dependent reliability analysis for a set of RC T-beam highway bridges under realistic traffic considering creep and shrinkage*”

El Hajj Chéhade F., Younes R., Mroueh H., Hage Chéhade F. “*Use of genetic optimization for non-invasive estimation of bridge lifetime*”

El Hajj Chéhade F., Younes R., Mroueh H., Hage Chéhade F. “*Structural reliability approach: Review of its applications in the field of highway bridges*”

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	i
RÉSUMÉ	ii
ABSTRACT.....	iv
TABLE DES MATIERES	vii
LISTE DES FIGURES	xii
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 PERFORMANCE ET DEGRADATION DES STRUCTURES.....	4
1.1 – Introduction	5
1.2 – Notion de performance	5
1.2.1 – Sécurité structurale.....	5
1.2.2 – Aptitude au service	6
1.2.3 – Durabilité	6
1.3 – Performance et états limites	6
1.3.1 – Etats limites ultimes (ELU) :	7
1.3.2 – Etats limites de service (ELS):.....	7
1.4 – Causes principales de dégradation des structures en béton armé	7
1.4.1 – Les réactions Alcalis-Granulats	8
1.4.2 – Les attaques sulfatiques	9
1.4.3 – La corrosion des armatures	10
1.4.4 – Les cycles de gel-dégel	11
1.4.5 – Le fluage et le retrait.....	11
1.5 – Essais non destructifs pour les ponts en béton armé « NDT »	12
1.5.1 – Méthodes audio-visuelles, « audio-visual methods »	13
1.5.2 – Méthodes des ondes de contraintes, « Stress-wave methods ».....	13

1.5.3 – Méthodes Électromagnétiques, « Electro-magnetic methods ».....	15
1.6 – Niveaux d'évaluation des structures	16
1.7 – Méthodes d'évaluation des ponts routiers vis-a-vis des différents niveaux	17
1.8 – Conclusions	19
CHAPITRE 2 MODELISATION DU CHARGEMENT DE TRAFIC	21
2.1 – Introduction	22
2.2 – Stations de mesures	22
2.2.1 – Sélection des véhicules lourds	23
2.2.2 – Filtrage des données erronées	24
2.3 – Méthodes d'ajustement des observations	24
2.3.1 – Ajustement paramétrique.....	24
2.3.2 – Ajustement semi-paramétrique	24
2.4 – Concepts fondamentaux	24
2.4.1 – Variable aléatoire	25
2.4.2 – Fonction densité de probabilité.....	26
2.4.3 – Fonction de répartition.....	27
2.4.4 – Principales lois de distributions probabilistes.....	27
2.5 – Techniques de Monte Carlo	33
2.5.1 – Méthode de la transformée inverse	33
2.6 – Modélisation du trafic	35
2.6.1 – Classement des véhicules.....	35
2.6.2 – Composition du trafic	35
2.6.3 – Volume de trafic	36
2.7 – Modélisation des véhicules	37
2.7.1 – Poids totaux.....	37
2.7.2 – Poids des essieux.....	39
2.7.3 – Géométrie.....	41
2.8 – Modélisation de la circulation	42
2.8.1 – Conditions de circulation	42
2.8.2 – Distance entre véhicules	43

2.8.3 – Répartition sur les voies de circulation	43
2.9 – Simulations de trafic	44
2.10 – Conclusion	46
CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT D’UNE FAMILLE DE PONTS EN BÉTON ARMÉ .	47
3.1 – Introduction	48
3.2 – Présentation de la famille des ponts	48
3.3 – Caractéristiques des matériaux	49
3.3.1 – Loi de comportement du béton	49
3.3.2 – Loi de comportement de l’acier	50
3.4 – Calcul d’une section en flexion simple	51
3.4.1 – Bloc rectangulaire simplifié adopté par l’Eurocode 2	51
3.4.2 – Section rectangulaire simplement armée en flexion	52
3.4.3 – Section en T simplement armée en flexion.....	54
3.5 – Calcul d’une poutre principale	55
3.5.1 – Sollicitations dans les poutres principales	57
3.5.2 – Charges permanentes	57
3.5.3 – Charges sur les trottoirs	58
3.5.4 – Charges routières	58
3.5.5 – Méthode de Guyon-Massonnet.....	61
3.5.6 – Application de la méthode de calcul sur un pont de la famille.....	64
3.5.7 – Calcul dans le sens longitudinal.....	69
3.6 – Récapitulatif de la famille des ponts	70
CHAPITRE 4 ETUDE FIABILISTE DE LA FAMILLE DES PONTS	72
4.1 – Introduction	73
4.2 – Théorie de fiabilité	74
4.2.1 – Présentation de la théorie	74
4.2.2 – Logiciels de calculs de fiabilité.....	76
4.3 – La théorie de fiabilité pour la conception et l’évaluation des ponts routiers	76
4.4 – Organigramme général du travail	83
4.5 – Distribution de la charge de trafic sur les différentes poutres	84

4.5.1 – Méthodes de distribution latérale.....	84
4.5.2 – Profils de distribution latérale pour l’ensemble des poutres selon Guyon-Massonnet 84	
4.6 – Etat limite de service	86
4.6.1 – Calcul de la déflexion au cours du temps	86
4.7 – Etat limite ultime	93
4.7.1 – Calcul du moment sollicitant	93
4.7.2 – Calcul du moment résistant.....	94
4.8 – Présentation des résultats de calcul des sollicitations	96
4.9 – Distribution des différentes variables	100
4.10 – Résultats et discussions	101
4.10.1 – Analyse de fiabilité pour l’état limite de service.....	101
4.10.2 – Analyse de fiabilité pour l’état limite ultime.....	102
4.11 – Conclusions	105
CHAPITRE 5 L’OPTIMISATION GENETIQUE POUR ACTUALISER LES PARAMETRES DE DEGRADATION	112
5.1 – Introduction	113
5.2 – Techniques de surveillance de la deflexion	113
5.3 – Description du probleme	114
5.4 – Aperçu de la methode proposee	115
5.4.1 – Simulation des mesures de la déflexion statique au cours du temps	116
5.4.2 – Calcul de la déflexion théorique au cours du temps	116
5.5 – Charge cyclique	119
5.6 – Optimisation génétique	119
5.6.1 – Démarches à suivre	119
5.6.2 – Principales étapes de l’optimisation.....	120
5.7 – Application de la methode proposee	122
5.7.1 – Présentation de l’ensemble des ponts	122
5.7.2 – Etude préliminaire et discussions.....	122
5.7.3 – Etude sur la famille des ponts	126

5.8 – Conclusions	130
CONCLUSIONS.....	133
BIBLIOGRAPHIE.....	137

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 – Exemple de béton dégradé par l'alcali-réaction.....	8
Figure 1-2 – Microstructure pour un mortier sans air entrainé immergé dans une solution de Na_2SO_4 pour 64 semaines [5]	9
Figure 1-3 – Remplissage progressif d'une bulle d'air par l'ettringite [8]	9
Figure 1-4 – Image par rayons X montrant une barre d'acier entourée par des produits de corrosion et des fissurations[10]	10
Figure 1-5 – Etapes de la corrosion des armatures.....	11
Figure 1-6 – Résultat issu d'un essai georadar.....	15
Figure 2-1 – Autoroute A1 dans la région de MATTSTETTEN en Suisse	23
Figure 2-2 – Schéma montrant la disposition des capteurs de pesage en marche à la station de Mattstetten A1 dans la direction de Zurich[23]	23
Figure 2-3 – Description de la variable aléatoire, X , comme fonction de ω , où ω est un élément de Ω ..	25
Figure 2-4 – Schéma illustrant la relation entre la fonction de répartition (cdf) et la fonction densité de probabilité (pdf) [Wolfram Demonstrations Project].....	28
Figure 2-5 – Densité de probabilité et droite de Henry pour une variable aléatoire suivant une distribution normale $\mathcal{N}(0, 2)$	29
Figure 2-6 – Fonctions densité de probabilité et de répartition pour une variable aléatoire suivant une loi exponentielle	31
Figure 2-7 – Densités de probabilité et fonctions de répartition pour des variables aléatoires suivant une loi beta avec différents paramètres de forme	32
Figure 2-8 – Fonction densité de probabilité pour une variable aléatoire suivant une distribution beta bimodale.....	33
Figure 2-9 – Description de la méthode de transformé inverse	34
Figure 2-10 – Exemple d'un échantillon de 10000 véhicules de la classe 112r générées par la méthode de transformé inverse.....	34
Figure 2-11 – Classes de véhicules considérés[27].....	35
Figure 2-12 –Composition du trafic à Mattstetten[27].....	36
Figure 2-13 – Flux horaire moyen de véhicules aux Pays-Bas	36
Figure 2-14 – Exemple de modélisation des poids totaux pour les véhicules de la classe 1211r	38
Figure 2-15 – Distribution des poids totaux avec la proportion de chaque classe de véhicules	39
Figure 2-16 – Distribution de tous les essieux simulés des véhicules classés	41
Figure 2-17 – Exemple de modélisation de la distance entre essieux pour la classe 12	42
Figure 2-18 – Distances entre les véhicules pour les différents flux horaires.....	43
Figure 2-19 – Modèles des queues générées et des sélections effectuées.....	45
Figure 3-1 – Diagramme parabole-rectangle de contrainte-déformation pour le béton.....	49

Figure 3-2 – Diagramme de contrainte-déformation pour l’acier	50
Figure 3-3 – Diagramme rectangulaire simplifié	51
Figure 3-4 – Section rectangulaire simplement armée.....	52
Figure 3-5 – Section en T simplement armée	54
Figure 3-6 – Division de la fibre comprimée de la section en T.....	55
Figure 3-7 – Profil transversal typique d’un pont à poutres en béton armé	56
Figure 3-8 – Vue en plan du système <i>Bc</i> (deux files).....	60
Figure 3-9 – Profil longitudinal du système <i>Bc</i> (les dimensions sont en m)	60
Figure 3-10 – Pavage du tablier selon Guyon-Massonnet	62
Figure 3-11 – Ligne d’influence de <i>K</i> pour la poutre de rive droite avec 7 scénarios de chargement.....	66
Figure 3-12 – Ligne d’influence de <i>K</i> pour la poutre centrale avec 10 scénarios de chargement	68
Figure 3-13 – Ligne d’influence du moment fléchissant M_x pour une section <i>x</i>	69
Figure 4-1 – Schéma illustrant la théorie de fiabilité	75
Figure 4-2 - Organigramme général.....	83
Figure 4-3 – Positions standards de l’excentricité de la charge sur la largeur $2b$	84
Figure 4-4 – Lignes d’influence <i>K(e)</i> pour les poutres centrales	85
Figure 4-5 – Lignes d’influence <i>K(e)</i> pour les poutres de rive droite.....	85
Figure 4-6 – Discrétisation du chargement	88
Figure 4-7 – Section en T transversale non-fissurée et transformée	89
Figure 4-8 – Relation moment-courbure pour une poutre soumise à la flexion simple.....	93
Figure 4-9 – Fonctions densité de probabilité du temps d’initiation de la corrosion pour différentes combinaisons des paramètres de distribution des variables.....	95
Figure 4-10 – Les pics retenus après des centaines de simulations pour un pont de 8m de travée.....	97
Figure 4-11 – Exemple de décomposition du moment dû au trafic	97
Figure 4-12 – Evolution des fonctions densité de probabilité pour (a) la déflexion et (b) le moment sollicitant pour un pont de 8m de travée	98
Figure 4-13 – Evolution de la valeur moyenne (a) de la déflexion (b) et du moment sollicitant pour l’ensemble des ponts.....	99
Figure 4-14 – Indices de fiabilité sous la charge de conception	106
Figure 4-15 – Indices de fiabilité pour l’état limite de service en considérant (a) uniquement l’évolution du trafic et (b) le fluage et le retrait en plus de l’évolution du trafic	107
Figure 4-16 – Indices de fiabilité pour l’état limite ultime en considérant (a) uniquement la corrosion et (b) le fluage et le retrait en plus de la corrosion.....	108
Figure 4-17 – Indices de fiabilité vis à vis de (a) la longueur (b) la largeur et du (c) nombre de poutres pour l’état limite de service.....	110
Figure 4-18 – Indices de fiabilité vis à vis de (a) la longueur (b) la largeur et du (c) nombre de poutres pour l’état limite ultime	111
Figure 5-1 – Organigramme de la méthode proposée.....	116
Figure 5-2 – Schéma général d’un algorithme génétique	121
Figure 5-3 – Exemple d’une matrice de population pour les paramètres de distribution du poids total des véhicules	122
Figure 5-4 – Déflexion au cours du temps selon les mesures simulées et le modèle théorique.....	123

Figure 5-5 – Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 0 à 20 ans.....	125
Figure 5-6 – Courbe résultante de l’optimisation pour la période de 30 à 40 ans.....	126
Figure 5-7 – Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 30 à 40 ans.....	126
Figure 5-8 – Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 0 à 20 ans.....	127
Figure 5-9 – Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 20 à 30 ans.....	128
Figure 5-10 – Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 30 à 40 ans.....	129

INTRODUCTION

La sécurité est un enjeu majeur dans la vie d'un peuple, la véritable sécurité consiste à apprécier l'insécurité. S'ajoute à la liste des événements tragiques qui ont accablé l'histoire du siècle dernier, l'effondrement des ponts routiers aux quatre coins du monde.

Le compteur des décès est alors assujéti à des incréments successifs : septembre 1916: 95 morts au Québec, décembre 1967: 46 à Ohio, juin 1983: 3 à Greenwich (Connecticut), octobre 1994: 31 à Séoul, janvier 1999: 49 au xian de Qijiang (Chine), mars 2001: 59 au Portugal, décembre 2006: 33 à Bihār (Inde), ...

Nombreuses sont les causes attribuées à la défaillance, elles peuvent être liées à un défaut de conception, au trafic croissant, au cisaillement des axes, à une erreur d'entretien, à une construction défectueuse, à la qualité médiocre de l'acier de ferrailage, ou bien à une structure vétuste, et la liste n'est pas exhaustive.

Quand et comment, outils introducteurs d'une question inéluctable, quand intervenir et comment entretenir ?

La réponse n'est pas si simple, et l'aspect probabiliste de la plupart des paramètres écarte la certitude. La diversité des causes aboutit à une variété de conséquences et trancher s'avère donc une mission complexe.

Une intervention précoce et un excès de maintenance garantissent alors une sécurité indubitable. Malheureusement cette solution ne peut être admise, bien qu'elle soit performante. L'efficacité n'est pas le seul critère à s'en tenir compte. Pour qu'elle soit exécutable une solution doit être à la fois pratique, efficace et surtout économique en raison des budgets limités assignés aux travaux de maintenance des ponts routiers.

Les statistiques prouvent l'ampleur du problème. Citons par exemple le cas des états unis: parmi ses 607,380 ponts routiers, sur les neuf, existe un pont qui présente une déficience structurale, ce qui nécessite un investissement annuel de 20.5 milliards de dollars d'ici 2028 pour repousser le risque allié aux 200 millions parcours quotidiens sur ces ponts endommagés, budget qui n'est procuré qu'à 60% [1]. Au Canada, les chiffres ne sont pas plus optimistes et selon son conseil national de recherches le tiers des 75000 ponts routiers du Canada présente des déficiences

structurales ou fonctionnelles. Quant à la Chine [2], le pourcentage des ponts qualifiés dangereux est en hausse depuis 1991 pour atteindre les 18 % en 2007.

Des chiffres angoissants et des budgets exorbitants suscitent une intervention immédiate et une prise au sérieux du sujet d'évaluation des ponts routiers. C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent travail.

Ce mémoire est divisé en cinq chapitres. Dans le *premier chapitre* sont présentés les critères de performance et de durabilité des structures, les causes principales de dégradation des structures en béton armé y compris la corrosion, les attaques sulfatiques et les cycles de gel-dégel ainsi que les méthodes non-destructives pour l'évaluation in-situ des ponts en béton armé. Quelques méthodes théoriques d'évaluation sont également présentées.

Dans le *deuxième chapitre*, on présente le premier axe de ce travail qui porte sur le développement d'un modèle de trafic réel basé sur des données de pesage en marche enregistrées sur l'autoroute de Mattstetten en Suisse. Ce modèle permettrait de simuler au cours du temps, le long de la période d'évaluation, les charges des véhicules lourds qui traversent le pont. L'avantage de l'adoption d'un modèle de trafic réel réside dans le fait que les chargements standards dans les codes de conception aboutissent souvent à une surestimation des effets des sollicitations et par suite à une sous-estimation de la durée de vie.

Une famille de 21 ponts présentée dans le *troisième chapitre* a servi pour l'application. Ces ponts en béton armé sont conçus de façon à avoir la section minimale des aciers de ferrailage sous les chargements données par le règlement français dans le Fascicule 61, la méthode de Guyon-Massonnet est ainsi numérisée ce qui permet d'estimer la distribution latérale des charges provenant du trafic routier. Les ponts sont simplement appuyés, et se différencient par la longueur de la travée, la largeur ou le nombre de voies de circulation et par le nombre de poutres principales.

Le *quatrième chapitre* est consacré à l'évaluation au cours du temps de l'ensemble des ponts. Les effets de la corrosion des armatures, du fluage et du retrait sont pris en considération. Un modèle de développement du fluage au cours du temps sous la charge variable du trafic routier est établi. Deux états limites sont traités, l'état limite de service en terme de la déflexion et l'état limite ultime en terme du moment fléchissant. Les indices de fiabilité sont ensuite calculés le long de la période de service de 100 années et ce, en utilisant la méthode de FORM. Ces indices sont directement liés à la probabilité de défaillance et sont comparés à des valeurs cibles données par l'Eurocode.

Dans le *cinquième chapitre*, une nouvelle méthode est proposée dans le but d'actualiser les lois de dégradation existantes en fonction des données enregistrées sur les effets des sollicitations, la déflexion dans notre cas. Cette méthode est basée sur l'optimisation génétique et permet d'actualiser un grand nombre de paramètres dans le modèle de départ en minimisant l'écart entre

les sorties théoriques et les données expérimentales. Elle peut servir comme un outil de base en cas d'existence de données provenant de la surveillance de santé structurale SHM quoiqu'elles soient chaotiques. L'algorithme génétique permet d'effectuer une optimisation globale sans avoir besoin de la forme mathématique de la fonction à optimiser, ce qui est souvent le cas des données provenant des enregistrements en temps réel. Vu l'absence des données réelles, dans notre cas cette méthode est appliquée en considérant des mesures simulées de la déflexion statique sur plusieurs tranches de temps. Ces mesures simulées seront adoptées comme données de base pour l'optimisation.

**CHAPITRE 1 PERFORMANCE ET DEGRADATION DES
STRUCTURES**

1.1 – INTRODUCTION

Ce chapitre présente une introduction générale concernant la performance des structures et les états limites s'en rapportant comme présentés dans les codes de conception tel que l'Eurocode. Une attention particulière est ensuite accordée aux ponts en béton armé vis-à-vis des principaux facteurs causant leur dégradation surtout la corrosion des armatures, l'effet du temps qui se manifeste par le fluage et le retrait est encore présenté.

Les principaux tests in-situ qui peuvent s'appliquer aux ponts en béton armé sont rassemblés dans ce chapitre, ces tests permettent surtout de localiser la corrosion, la profondeur de délamination ou l'existence de fissures et d'endommagement. Les données qui en résultent peuvent être introduites dans le processus d'évaluation des ponts. Cinq niveaux d'évaluation sont proposés par la coopération européenne dans le domaine de la recherche scientifique et technique *cost 345* selon leur degré de sophistication. Des exemples des méthodes d'évaluation selon les critères de classement donnés par *cost 345* sont aussi présentés.

1.2 – NOTION DE PERFORMANCE

Pour remplir sa fonction, un ouvrage d'art doit couvrir trois principales exigences, les exigences de **sécurité** ou d'**intégrité**, d'**aptitude à l'emploi** ou au **service** et de **durabilité**. La notion de **performance** d'un ouvrage dépend de sa capacité à remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu. Pourtant la performance, ou bien l'aptitude à remplir ces fonctions, est réduite en raison de trois causes principales. Le **vieillessement** qui est un événement formel pour une structure en génie civil normalement conçue pour une période de 100 ans, une structure neuve ne présente absolument pas les mêmes critères en terme de résistance qu'une autre structure semblable ayant franchi une période considérable de son stade d'existence. D'autres **causes extérieures** (prévues ou imprévues) sont, non forcément associées à l'évolution du temps, comme la pollution, l'agressivité de l'environnement, les chocs de véhicules, les chargements extrêmes et le trafic croissant. Les **erreurs humaines** ne sont pas à l'égard de ces causes de mal fonctionnement des ouvrages que ce soit au niveau de la conception, de l'exécution, des défauts d'inspection des dégâts et de maintenance [3].

La sécurité structurale, l'aptitude au service et la durabilité feront part d'une description détaillée dans ce qui suit.

1.2.1 – Sécurité structurale

C'est la capacité de l'ouvrage à conserver sa forme générale et son équilibre statique face aux sollicitations qu'il aura à subir pendant son utilisation. L'ouvrage peut être sujet à de grandes déformations et à des dommages irréversibles sous condition que la sécurité des usagers puisse

être maintenue. L'absence de sécurité structurale peut donc mettre en question la sécurité des usagers.

1.2.2 – Aptitude au service

Il s'agit d'exigences sur la déformabilité de l'ouvrage vis-à-vis des actions permanentes et variables (fluage, flèche,...) qui remettent en cause le maintien de l'exploitation de l'ouvrage sans affecter la sécurité des usagers.

1.2.3 – Durabilité

Il est nécessaire de définir deux notions de durabilité, la durabilité du matériau et celle de la structure :

- La **durabilité du matériau** se vérifie à partir de sa capacité de conserver ses caractéristiques et son intégrité pendant la durée de vie prévue pour la structure.
- La **durabilité de la structure** : elle correspond à sa capacité à remplir ses fonctions durant la durée de vie prescrite avec une maintenance appropriée. La durabilité consiste donc dans l'accomplissement de ses performances de sécurité structurale et d'aptitude au service, cependant elle ne se limite pas exclusivement à la qualité du matériau employé. L'ouvrage doit alors être conçu de sorte qu'aucune dégradation significative ne soit susceptible d'apparaître entre deux inspections successives. Elle prend en compte la durée de vie sans garantir une durée de vie infinie [3].

1.3 – PERFORMANCE ET ETATS LIMITES

Pour vérifier la réponse d'un ouvrage aux exigences de performance, il faut se baser sur des mesures quantifiables, que ce soit en phase de conception ou bien d'évaluation d'ouvrages existants, pour cela il faut définir un certain état limite, état au-delà duquel les fonctions ou exigences de performance ne seront plus remplies en d'autres termes l'état limite est la séparation entre le domaine des états de fonctionnement possibles (c'est-à-dire susceptibles de se produire) et le domaine des états de fonctionnement à éviter. Les critères d'états limites visent à prémunir la structure des états de dysfonctionnement au travers de marges de sécurité. Plusieurs approches sont possibles quelque soit l'exigence de performance visée (durabilité, aptitude au service ou sécurité structurale), on peut considérer des coefficients de sécurité, des coefficients partiels de sécurité ou bien une probabilité de défaillance acceptable [3].

La définition de ces états limites selon l'EN 1990 ou EC0 diffère selon les exigences [4], deux types d'états limites gouvernent :

1.3.1 – Etats limites ultimes (ELU) :

Ils sont liés à la sécurité structurale et à la capacité portante. Un état limite ultime est atteint en cas de perte d'équilibre statique, de rupture des sections ou de déformations exagérées, d'instabilité des formes...

La vérification des déformations admissibles est le critère de base pour le calcul selon l'ELU en admettant un comportement non-linéaire des matériaux et un chargement pondéré.

1.3.2 – Etats limites de service (ELS):

Ils sont liés à l'aptitude au service des ouvrages. Un état limite de service est atteint en cas de déformations importantes, des vibrations sensibles et des fissurations (corrosion) qui sont des indices de perturbation des conditions normales d'exploitation.

La vérification des contraintes admissibles et des ouvertures des fissures sont les critères de base de calcul à l'ELS tout en considérant un comportement élastique (linéaire) des matériaux et un chargement non-pondéré.

Le tableau ci-dessous résume les différents états limites selon les EN 1990 et 1997. Plusieurs scénarios de défaillance peuvent être associés à ces deux états limites.

	Etats Limites Ultimes-ELU	Etats Limites De Service-ELS
Résistance	<p>STR: Défaillance ou déformation excessive de la structure</p> <p>GEO: Défaillance ou déformation excessive du sol</p> <p>FAT: Défaillance de la structure ou d'éléments structuraux due à la fatigue.</p>	<p>Les déformations qui affectent :</p> <ul style="list-style-type: none"> - l'aspect - le confort des utilisateurs - ou la fonction de la structure <p>Les vibrations :</p> <ul style="list-style-type: none"> - qui nuisent au confort des personnes - ou qui limitent l'efficacité fonctionnelle de la structure <p>Les dommages susceptibles de nuire :</p> <ul style="list-style-type: none"> - à l'aspect - à la durabilité - ou à la fonction de la structure
Stabilité	<p>EQU: Perte d'équilibre statique de la structure</p> <p>UPL: <i>uplift</i>, soulèvement global de la structure ou du terrain provoqué par la pression de l'eau (poussée d'Archimède) ou par d'autres actions verticales</p> <p>HYD : <i>Hydraulic heave</i>, soulèvement local du terrain ou érosion sous l'effet des gradients hydrauliques</p>	

1.4 – CAUSES PRINCIPALES DE DEGRADATION DES STRUCTURES EN BETON ARME

Les causes de détérioration des structures en béton armé peuvent être regroupées en trois catégories, elles peuvent être d'origine **physique** surtout sous forme de température élevée, de différence au niveau de la dilatation thermique entre les granulats et la pâte de ciment durcie, de

cycles de gel-dégel, **chimique** résultant de l'interaction des ions agressifs comme les chlorures, les sulfates ou le dioxyde de carbone, ou **mécanique** tel les chocs, les cavitations, l'usure et les érosions. Leur influence sur la durabilité du béton se manifeste par trois effets principaux : la dissolution de la pâte de ciment, le délaminage des couches superficielles et l'expansion [5].

Les causes de détérioration les plus courantes sont [6]:

- 1) Les réactions alcali-granulat, *Alkali-aggregate reaction in concrete*
- 2) Les attaques sulfatiques
- 3) La corrosion des armatures
- 4) Les cycles de gel-dégel, *Freeze-thaw cycles*
- 5) Le fluage et le retrait

1.4.1 – Les réactions Alcalis-Granulats

Ces réactions se produisent entre les alcalins du ciment et certains types de granulats, d'où le nom « Réaction Alcalis-Granulats ». Il existe trois grands types d'alcali-réaction : les réactions alcali-carbonate (dolomitisation), alcali-silice et alcali-silicate. La réaction alcali-silice est la plus fréquente. Ce type de réactions est favorisé par la coexistence de plusieurs facteurs en présence des granulats réactifs (riches en silice ou silicate de caractère acide) dont l'humidité relative élevée (>80%), et la teneur importante en ions alcalins (K_2O et Na_2O) sous forme dissous dans la solution interstitielle basique (K^+OH^- , Na^+OH^-), le produit de cette réaction est un gel, le silicate alcalin dont l'expansion se manifeste par :

- un faïençage à mailles ou en étoile ou une fissuration orientée suivant la direction de distribution des armatures
- des exsudations blanches formées de calcite et parfois de gels siliceux translucides
- des pustules ou cratères avec des éclatements localisés en forme de petits cônes résultant de la réaction de gros granulats superficiels qui sont visibles au fond des cratères d'éclatement [7].



Figure 1-1 – Exemple de béton dégradé par l'alcali-réaction

1.4.2 – Les attaques sulfatiques

Les sulfates peuvent être d'origine **externe**, et sont souvent présents dans les sols où ils constituent un élément nutritif des plantes, par contre leurs concentrations sont beaucoup plus importantes (>5%) dans les sols contenant du gypse solide $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ou de l'anhydrite CaSO_4 . Ils peuvent même provenir des engrais riches en sulfate d'ammonium $\text{SO}_4(\text{NH}_4)_2$, les eaux d'infiltration peuvent également se charger en ions sulfatiques SO_4^{2-} au contact des sols ou des remblais. Ainsi les sulfates sont essentiellement présents sous leur forme ionique en solution dans l'eau de mer, pareil en état gazeux l'atmosphère en milieu industriel peut contenir de l'anhydride sulfureux SO_2 provenant des gaz de combustion qui s'oxyde en présence de l'humidité pour donner de l'acide sulfurique très agressif. Quant aux origines **internes** (dans les composantes du béton) les sulfates sont présents dans le régulateur de prise du ciment sous forme alcalins (arcanite K_2SO_4 , aphtitalite $\text{K}_3\text{Na}(\text{SO}_4)_2$, langbeinite $\text{Ca}_2\text{K}_2(\text{SO}_4)_3$) et solutions solides dans les silicates de calcium, de même dans les granulats qui peuvent être pollués par des sulfates d'origine naturelle ou artificielle.

En présence de sulfates, l'hydratation du ciment (C_3A phase cimentaire) produit l'ettringite, ou trisulfoaluminate de calcium ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot (30 \text{ à } 32)\text{H}_2\text{O}$).

Un autre produit de cette réaction à part l'ettringite c'est le gypse, leur effet destructif sur le béton revient principalement à leur caractère expansif entraînant ainsi la fissuration du béton. Ils peuvent induire aussi une perte des propriétés liantes des C-S-H.

Des entraîneurs d'air normés par la NF EN 934-2 d'avril 1998, entraînent, à l'intérieur du béton, des micro-bulles d'air parfaitement réparties qui serviront de vase d'expansion dans le béton durci. Ils permettent d'améliorer la durabilité du béton soumis à l'action du gel et des sels de déverglaçage.

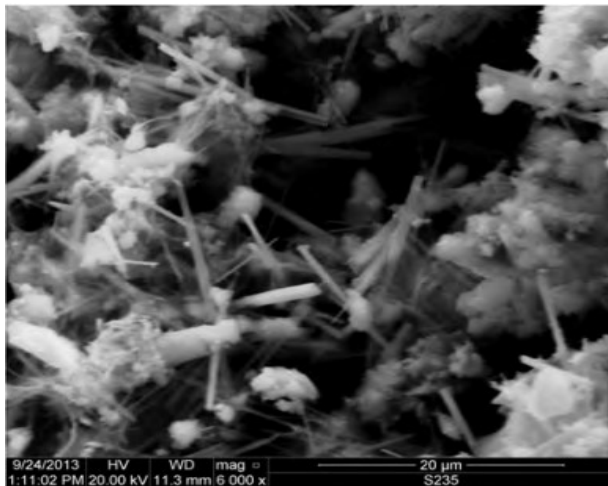


Figure 1-2 – Microstructure pour un mortier sans air entraîné immergé dans une solution de Na_2SO_4 pour 64 semaines [5]

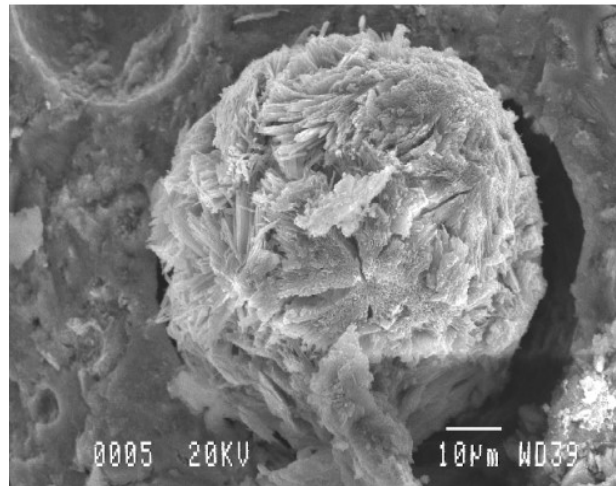


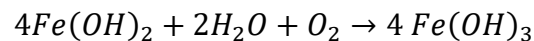
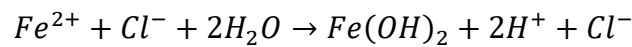
Figure 1-3 – Remplissage progressif d'une bulle d'air par l'ettringite [8]

Le balayage électronique de la microstructure montre que dans les mortiers sans air entraîné, les cristaux d'ettringite sont visibles dans la microstructure du béton alors qu'en cas de mortier avec air entraîné, les cristaux d'ettringite sont surtout identifiables dans les bulles d'air plutôt que dans la microstructure solide [5].

L'air entraîné diminue considérablement l'expansion causée par la formation différée de l'ettringite qui se formera de préférence dans cet espace, jusqu'au remplissage complet de la bulle.

1.4.3 – La corrosion des armatures

L'agressivité de l'environnement est l'une des causes les plus influentes sur la corrosion des armatures, dans les régions extrêmement froides par exemple, on a souvent recours aux sels de déverglaçage pour faire disparaître le gel qui entrave la circulation. Les chlorures présentes dans ces sels pénètrent dans le corps du béton selon la porosité de ce dernier pour atteindre les barres d'acier et générer ensuite la rouille hydratée $Fe(OH)_3$ selon les réactions suivantes [9]:



La corrosion peut être en même temps induite par la carbonatation, sous l'action du dioxyde de carbone qui, dissous dans l'eau pénètre dans le corps du béton. Dans ce travail, seule la corrosion par chlorure est prise en considération.

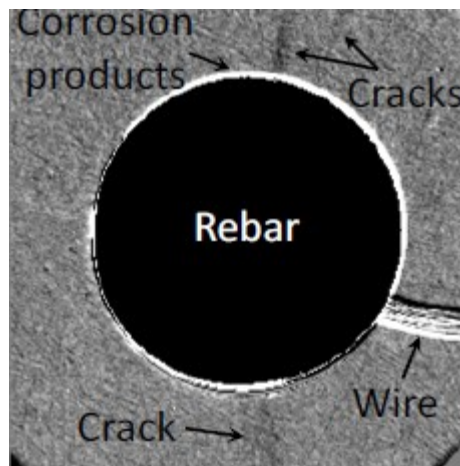


Figure 1-4 – Image par rayons X montrant une barre d'acier entourée par des produits de corrosion et des fissurations[10]

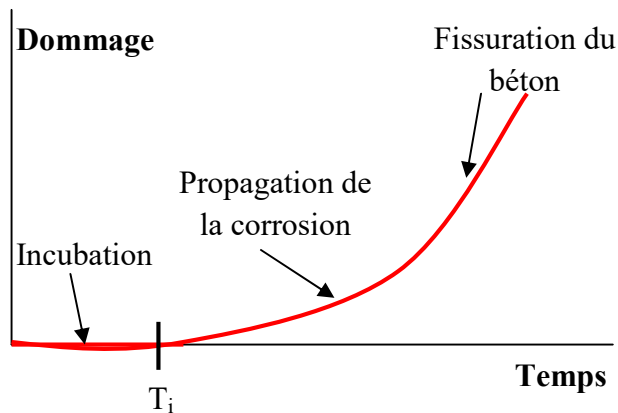


Figure 1-5 – *Etapes de la corrosion des armatures*

Cette opération nécessite l'évaluation de plusieurs facteurs comme la concentration critique des chlorures qui déclenche la corrosion, le coefficient de diffusion des chlorures dans la pâte de ciment. La variabilité de ces facteurs d'un pont à un autre et d'un environnement à un autre impose leur simulation par des variables aléatoires suivant des lois probabilistes.

1.4.4 – Les cycles de gel-dégel

Les ambiances hivernales rigoureuses peuvent aboutir à des détériorations importantes dans le corps du béton. Les cycles de gel-dégel par exemple auront des effets néfastes sur le béton en phase de plastification ou même sur le béton déjà durci, ainsi l'eau présente dans les pores du béton, en se dilatant sous l'effet du gel, crée des tensions internes et des gonflements qui seront à l'origine de deux principales formes de dégât:

- La fissuration interne : La tension provoquée par le gonflement est susceptible d'être à l'origine de l'apparition d'une micro fissuration intense dans la masse du béton.
- Ecaillage des surfaces : ceci se manifeste par le soulèvement de matière ou le détachement des particules en surface, constituant la pâte, entraînant la désagrégation des surfaces du béton.

1.4.5 – Le fluage et le retrait

Le fluage et le retrait sont des phénomènes physiques complexes dépendant du temps et sont influencés par de nombreux facteurs parmi lesquels les matériaux constitutifs, la température, l'humidité relative de l'environnement, l'âge du béton au début du séchage ou du chargement et les dimensions de la structure.

Le retrait induit une réduction du volume suite aux contractions provoquées par l'élimination de l'eau de gâchage et peut être sous quatre formes :

- 1) Le *retrait de séchage* ou retrait de dessiccation qui est relatif au béton durci et correspond au séchage de l'eau restante du processus d'hydratation du ciment.
- 2) Le *retrait plastique* décrit le séchage du béton fraîchement coulé avant sa prise suite à l'évaporation de l'eau de gâchage de la couche superficielle.
- 3) Le *retrait de durcissement* résulte de la consommation de l'eau encore présente dans les pores de la pierre par hydratation croissante du ciment, ce phénomène est aussi nommé retrait autogène.
- 4) Le *retrait thermique* est causé par la chaleur qui dégage de la réaction d'hydratation provoquant la dilatation du béton jeune et ensuite sa contraction après refroidissement [11].

Le retrait de séchage est le plus significatif et sera le seul à prendre en compte dans notre étude.

Le fluage dépend du chargement et possède une influence sur la déflexion à long-terme de la structure, ce phénomène aboutit à une déformation résiduelle qui augmente graduellement dans le temps. Il est lié au mouvement de l'eau contenue dans le ciment, ce qui aboutit à une déformation de la pâte de ciment autour des granulats. Ce phénomène s'associe donc à un retrait amplifié par l'état de contrainte résultant du chargement ce qui accélère le départ de l'eau et par suite la vitesse de déformation.

Le comportement du béton au cours du temps relatif aux phénomènes de fluage et de retrait est normalement décrit par les codes de conception comme FIB Model code, ACI 209 et JSCE. Ces modèles sont calibrés à l'aide d'une large base de données expérimentales [12]. Le FIB Model code 90 sera utilisé dans notre cas avec les formules détaillées dans la suite.

1.5 – ESSAIS NON DESTRUCTIFS POUR LES PONTS EN BETON ARME « NDT »

Pour un fonctionnement sain et sauf d'une structure, deux modes de surveillance doivent être assurés :

La surveillance globale, *global health monitoring*, qui permet de signaler uniquement l'occurrence d'endommagement.

La surveillance locale, *local health monitoring*, qui permet de localiser l'endommagement, de suivre sa propagation et de détecter sa sévérité.

Les « Essais non destructifs » END ou « contrôles non destructifs » CND, non destructive *test methods NDT*, sont des méthodes qui permettent la surveillance locale et par suite l'évaluation des structures. Nous regroupons ci-après les principaux essais non destructifs pour les ponts en béton :

1.5.1 – Méthodes audio-visuelles, « audio-visual methods »

1-Inspections visuelles, *visual inspection*, : elles constituent la première étape d'évaluation structurale qui permet la détection des endommagements visibles à la surface tels les fissurations, le délaminage, la corrosion par le biais de simple instruments comme les loupes et les stéréomicroscopes. L'inconvénient de ces méthodes réside dans le fait qu'elles ne sont pas assez précises surtout quand l'endommagement affecte les couches intérieures et se propage légèrement à la surface.

2-Essai de chaîne traînée [13], *chain drag test*, (ASTM D 4580-86) : ce test permet surtout de localiser les zones délaminées en adoptant un grillage du tablier, une chaîne sera traînée sur le tablier et le son creux qui en résulte reflète l'existence d'une zone délaminée. L'inconvénient de cet essai est qu'il est dépendant de l'opérateur et devra être toujours validé par un autre essai.

3-Essai de frappe monétaire, *coin tap test* : cet essai consiste à frapper à l'aide d'une pièce ou d'un marteau léger la partie du pont avec une fréquence élevée tout en examinant l'écho qui change de fréquence en présence de cavités ou de zones endommagées. L'oreille humaine est très sensible à ce changement de fréquence, sinon d'autres instruments de détection pourraient être utilisés comme le microphone, l'instrumentation de cet essai le rend plus fiable et indépendant de l'opérateur.

1.5.2 – Méthodes des ondes de contraintes, « Stress-wave methods »

1-Essai d'émission acoustique, *Acoustic emission (AE) test*, dans cet essai des ondes élastiques transitoires sont générées par une libération rapide d'énergie élastique d'une source localisée dans le matériau de la structure surveillée, les ondes propagées dans le matériau provoquent une déformation transitoire de très faible amplitude et de fréquence élevée et ces ondes élastiques de contraintes sont détectées par des capteurs localisés en surface qui permettent la conversion des mouvements de surface du matériau en signaux électriques qui seront analysés en vue d'indiquer et de localiser les sources d'émission acoustique. La présence des fissurations ou bien d'endommagement dans le corps du matériau induit un éclatement d'énergie sous forme d'ondes sonores de haute fréquence. Un autre indicateur d'endommagement c'est un temps de parcours élevé de ces ondes qui signale leur réfraction par la frontière d'un vide important. L'avantage de cet essai est qu'il permet d'effectuer une investigation locale ou globale et permet le contrôle dynamique en temps réel dans les conditions de service ou de sollicitation sans susciter une interruption du trafic. Son inconvénient est que sa procédure d'application n'est pas standard pour tous les ponts et nécessite l'intervention d'experts et beaucoup de sessions itératives.

2-Essai d'impact écho, *Impact echo testing (IE)*, ce test permet surtout de détecter les discontinuités et par suite localiser les profondeurs de délamination à l'intérieur de la structure, il consiste à analyser l'écho d'un impact mécanique à la surface du béton dans un endroit repéré par

une grille bidimensionnelle tracée sur la surface. Les discontinuités à l'intérieur de l'élément de structure réfléchissent l'onde d'impact vers la surface. L'analyse de l'onde réfléchie permet donc d'estimer et de localiser les anomalies selon la formule suivante $T = C_p / 2f$, où T c'est la position de la discontinuité, f c'est la fréquence de l'onde et C_p la vitesse de propagation de l'onde de compression. La restriction sur cet essai est qu'il dépend fortement des dimensions de la dalle et l'interférence de l'onde réfléchie peut modifier la réponse fréquentielle, sa combinaison à un autre essai ultrasonique s'avère donc plus efficace.

3-Essai d'auscultation sonique, *sonic test*, l'auscultation sonique permet de mesurer le temps de propagation et par suite la vitesse d'un train d'ondes sonores entre deux points, soit par des mesures de surface ou bien des mesures en transparence selon la position de l'émetteur vis-à-vis du récepteur (sur le même côté ou en face). Les résultats peuvent être déployés sur un graphique 3D qui montre la variation de la vitesse de propagation sur le plan de la structure. Comme la vitesse des ondes de contrainte dépend fortement du module d'élasticité dynamique ainsi que de la densité du béton, cette méthode de diagnostic permet de localiser les défauts (profondeur des fissures,...), les vides ou autres malfaçons dans le béton et permet donc de caractériser l'homogénéité physique du béton ainsi que son état d'altération et surtout estimer sa résistance à la compression. L'une des principales limites de cette méthode d'essai est qu'elle nécessite l'accès à l'élément de la structure par ses deux côtés en vue de l'obtention d'un résultat optimal. Suivant la géométrie de la structure, cela n'est pas toujours évident. L'emploi de la technologie de l'écho, qui ne requiert qu'un accès par un seul côté, permet de surmonter ce problème.

4-Essai aux ultrasons, *Ultrasonic NDT*, à la manière de l'auscultation sonique cette technique consiste à mesurer le temps d'impulsion d'ondes ultrasoniques sur une distance connue. La vitesse d'impulsion est relativement faible dans les zones endommagées. La précision de cette méthode revient à détecter les altérations assez petites jusqu'à 30 cm² et les délaminations profondes et superficielles. La résistance à la compression peut être déduite de la vitesse des impulsions, mais l'inconvénient majeur est que cette relation dépend de plusieurs facteurs dont la composition du béton et le rapport eau-ciment. Ainsi elle ne peut pas être employée pour la détermination de la résistance de béton fabriqué par différents matériaux dont on ne connaît pas les proportions. D'autre part le temps de mesure avec cette technique est extrêmement long et le positionnement des capteurs est souvent erroné.

5-Réponse impulsionnelle (RI), *Impulse response (IR)*, la technique de la RI évalue la réaction dynamique d'un élément de béton vis-à-vis d'une sollicitation mécanique. Le principe des relevés consiste à faire vibrer la dalle à l'aide de l'impact d'un marteau instrumenté, avec un capteur de force, et à enregistrer sa vitesse de vibration au point d'impact au moyen d'un géophone. On détermine ainsi, dans le domaine fréquentiel, le rapport entre la réponse de la dalle (vitesse de vibration) et la force qui lui est appliquée. Ce rapport appelé mobilité décrit la flexibilité de la dalle au point d'impact. Une dalle avec un resurfaçage mince adhérent aura une

mobilité moyenne moindre qu'une dalle avec un resurfaçage mince non adhérent. Cette méthode renseigne seulement sur l'existence ou l'absence d'adhérence entre deux matériaux en contact l'un avec l'autre sans quantifier la qualité d'adhérence, elle est également adaptée à la détection des délaminations dans le béton.

1.5.3 – Méthodes Électromagnétiques, « Electro-magnetic methods »

1-Essai au georadar, *Ground penetrating radar (GPR)*, c'est l'un des essais les plus populaires vu la facilité de son exécution, sa rapidité et la large gamme de résultats qui peuvent en provenir (les altérations, les délaminations, les fissurations leurs longueurs et profondeurs, les cavités, les zones à forte humidité, les diamètres des barres d'acier...). Il est basé sur la transmission des ondes électromagnétiques en surface de la structure à l'aide d'une sonde (antenne) et la détection de l'énergie réfléchiée par les interfaces (acier-béton et béton-air) à l'aide d'une antenne réceptrice tout en balayant les points de la grille tracée à la surface. L'avantage de cet essai est qu'il permet d'évaluer la probabilité de corrosion des armatures en localisant les zones où l'atténuation des ondes Géoradar est forte au sein d'une dalle. Cela permet d'éviter le recours à l'essai de potentiel de corrosion qui nécessite un perçage du revêtement bitumineux pour assurer le contact électrique avec l'armature ce qui endommage localement la membrane d'étanchéité entre le revêtement et la dalle.

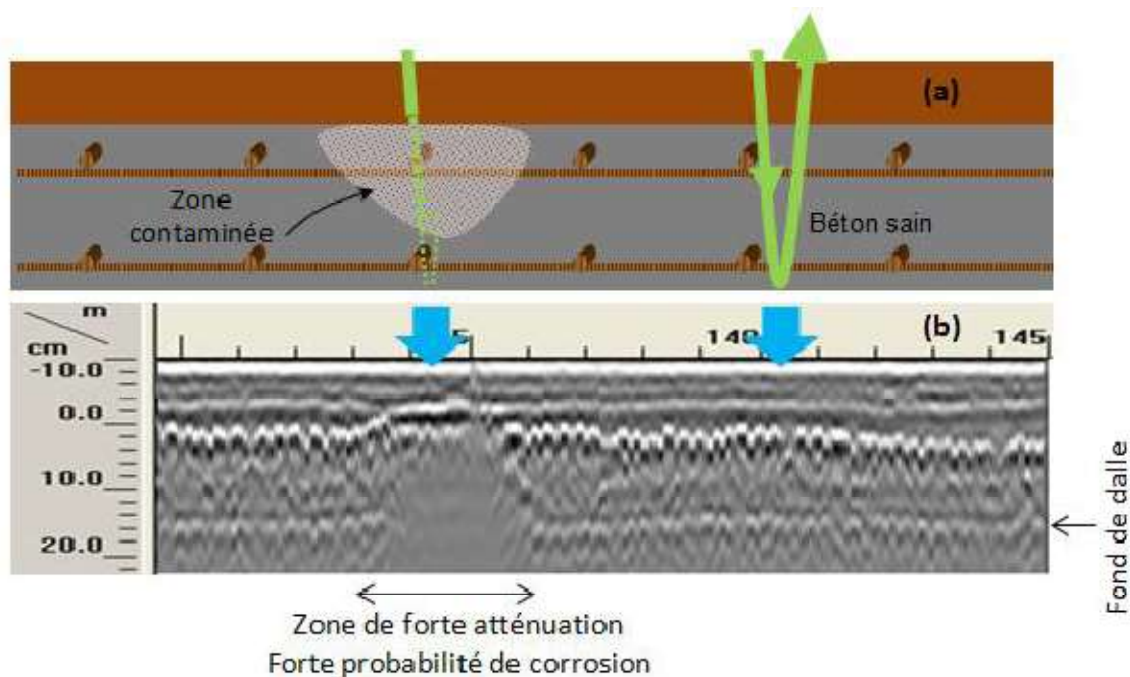


Figure 1-6 – Résultat issu d'un essai georadar

2-Conductivité électromagnétique, *Conductivity*, cet essai rapide et peu coûteux permet de visualiser la conductivité du béton en analysant la différence de phase et d'amplitude entre les champs électromagnétiques transmis (à l'aide d'une bobine) et reçus de la structure, la modification dans les caractéristiques de conductivité peuvent signaler un endommagement dans le béton. Cette technique peut être utilisée également pour le contrôle en temps réel, *real time structural health monitoring of structures*, où l'altération de conductivité dans le béton peut être un indice sur l'accroissement des fissures.

3- Essai de potentiel de corrosion, *Half-cell potential*, cet essai vise principalement à examiner l'activité de corrosion des armatures au sein d'une structure. Il est basé sur la mesure de la différence de potentiel électrique entre l'armature dans le béton et une électrode de référence en cuivre-sulfate de cuivre (Half cell) qui doit être en contact avec le béton de recouvrement de l'armature ce qui permet d'avoir une idée sur la probabilité de corrosion de l'armature sans savoir le taux de corrosion. Plus le potentiel mesuré est important négativement, plus la probabilité de corrosion est grande (potentiel mesuré < -350mV implique une probabilité de corrosion au-delà de 90 %), les mesures sont effectuées sur les points d'une grille tracé sur la structure et les résultats sont présentés sur une cartographie colorée selon la probabilité de corrosion. Il faut noter que plusieurs facteurs peuvent affecter la valeur du potentiel comme la présence d'oxygène, la résistivité électrique du béton, la concentration des chlorures et les additifs chimiques ce qui permet de décaler les valeurs du potentiel mesuré et cet essai sera plutôt local et temporaire.

1.6 – NIVEAUX D'ÉVALUATION DES STRUCTURES

Il existe plusieurs méthodes non-destructives pour la surveillance des ponts en béton armé, la sélection de la méthode appropriée dépend des niveaux et des critères d'endommagement. Par exemple les méthodes électromagnétiques comme la résistivité électrique ou l'essai de potentiel de corrosion permettent de détecter le degré et la localisation de la corrosion. Les méthodes des ondes de contraintes, l'essai d'impact écho, l'essai aux ultrasons peuvent révéler l'existence et la profondeur des fissurations. Le délaminage du béton peut également être détecté par des méthodes audio-visuelles telles que l'essai de chaîne traînée, l'essai de frappe monétaire ou par les méthodes des ondes de contraintes et les méthodes électromagnétiques [15]. Ces méthodes de surveillance peuvent fournir une indication sur le degré de détérioration et le besoin ou non de maintenance, mais normalement la prédiction de la durée de vie et du futur état de la structure ne peut être assurée que par une modélisation théorique.

Similairement aux indications du projet *European Bridge Management in Europe* (BRIME), cinq niveaux d'évaluation sont classifiés par Cost 345, *European Cooperation in Science and*

Technology (Cost) Action 345, du premier niveau le plus simple au cinquième le plus sophistiqué [14].

-*Niveau I d'évaluation* : une simple méthode d'analyse est adoptée tout en tenant compte des facteurs partiels de sécurité tels qu'ils sont présentés par les codes standards pour parvenir à estimer la capacité portante d'une façon conservative.

-*Niveau II d'évaluation* : une analyse plus raffinée et une modélisation plus sophistiquée de la structure seront adoptées tout en se basant sur des données existantes concernant les résistances des matériaux. Les facteurs partiels de sécurité standards sont toujours adoptés comme dans le niveau I.

-*Niveau III d'évaluation* : contrairement aux niveaux précédents, des données actualisées concernant le chargement et les propriétés des matériaux provenant de nouveaux essais in-situ seront adoptées. Les facteurs partiels de sécurité du règlement en vigueur sont toujours admis comme dans les niveaux I et II.

-*Niveau IV d'évaluation* : dans ce niveau on tient compte de caractéristiques additionnelles de sécurité tout en modifiant les critères de sécurité en se basant sur des analyses de fiabilité rigoureuses ainsi qu'en modifiant les facteurs partiels de sécurité dans règlement en vigueur.

-*Niveau V d'évaluation* : une analyse de fiabilité est appliquée à une structure particulière, cette analyse nécessite des données probabilistes sur toutes les variables définies dans les équations de chargement et de résistance tout en sollicitant les connaissances et l'expertise d'un spécialiste.

1.7 – METHODES D'EVALUATION DES PONTS ROUTIERS VIS-A-VIS DES DIFFERENTS NIVEAUX

A part les inspections visuelles qui peuvent signaler une nécessité de maintenance (béton en mauvais état...), dans certains cas les détériorations ne peuvent pas être détectées par de simples inspections visuelles. Ainsi, d'autres méthodes plus avancées seront nécessaires surtout pour les structures à risque de dégâts élevé. La détection de l'endommagement que ce soit par inspections visuelles, par les méthodes classiques non destructives NDT ou bien par les méthodes de surveillance structurale SHM, devrait être suivie par l'estimation de son étendue avec le temps, parvenant ainsi à prévoir la capacité portante ou la résistance restante de la structure.

Dans ce paragraphe, quelques exemples des méthodes d'évaluation des ponts routiers sont présentés et classifiés selon leur degré de sophistication en se basant sur les critères de classement données par *cost 345*.

Le format général de vérification de la fiabilité consiste à vérifier la résistance de la structure vis-à-vis de l'effet des sollicitations (cisaillement, moment fléchissant, déflexion,...), l'effet des sollicitations peut être le résultat de différentes combinaisons de charges en utilisant des facteurs partiels. Les règles de combinaison des charges et par suite les facteurs partiels sont déterministes pour les différents codes standards (ASCE, EN, AS/NZS...).

Le premier niveau d'évaluation est le plus simple et conduit généralement à une estimation conservatrice de la capacité portante ou de la résistance, par exemple l'utilisation de la méthode LRFD, *Load and Resistance Factor Design*, présentée par AASHTO tout en gardant les mêmes facteurs partiels donnés par le code standard.

Quelques études sont basées sur une modélisation 2D par éléments finis qui peut être sophistiquée par la considération de la non-linéarité matérielle en introduisant par exemple l'influence du type (fissurations centrales ou de cisaillement) et de la profondeur des fissurations à l'aide des éléments d'interface. Cela constitue un facteur important pour l'évaluation de la résistance et de la capacité portante de la structure. Ainsi, la résistance R (moment résistant ou cisaillement) est modifiée pour y inclure la profondeur des fissurations qui est ensuite introduite dans l'expression du facteur d'évaluation RF , rating factor, donné par AASHTO dans le manuel pour l'évaluation des ponts. Ce facteur doit être supérieur à l'unité pour être dans le domaine de sécurité [16]. Ce type d'évaluation basé sur une modélisation plus complexe de la structure et sur quelques inspections visuelles donnant l'état des fissurations peut être classé sous le deuxième niveau d'évaluation.

Des études paramétriques ont été établies pour des ponts en béton armé tout en introduisant une fonction de dégradation à la résistance nominale (moment résistant) par exemple $R(t) = R_0 \cdot g(t)$. La réduction de la section d'acier due à la corrosion peut être introduite dans l'expression du moment résistant, ainsi, des distributions probabilistes sont attribuées aux variables liées au temps d'initiation de la corrosion qui auraient une influence sur la section d'acier. Les paramètres des distributions sont variés et les résultats sont analysés par rapport à des valeurs de base. Les paramètres de la fonction de dégradation $g(t)$ sont calculés par régression [17]. Une autre forme plus complexe de la fonction de dégradation de la résistance en fonction de deux variables aléatoires est présentée dans [18] où un pont en béton armé est modélisé sous forme d'un système de composants, contrairement au cas de la méthode LRFD dans AASHTO où chaque élément est étudié séparément. Des chemins de défaillance série et série-parallèle pour la modélisation du système sont rassemblés par des arbres de défaillance. Lorsque la charge appliquée dépasse la résistance d'une poutre, cette dernière entre en défaillance mais continue à supporter une partie de la charge. Pour cela une redistribution de la charge est appliquée et la résistance de cette poutre est multipliée par un coefficient post-défaillance η_i . Cette méthode d'évaluation est nommée « analyse de fiabilité par système au cours du temps ». La probabilité de défaillance cumulée qui dépend de la fonction de dégradation

de la résistance, du nombre des éléments en défaillance, du modèle du système et de la redistribution de la charge peut être calculée par un logiciel comme RELTSYS basé sur la simulation de Monte Carlo combinée à l'intégration numérique.

L'approche semi-probabiliste est aussi utilisée pour la vérification des ponts existants où des distributions probabilistes sont assignées aux facteurs partiels. Ces distributions des facteurs partiels sont déduites des distributions des différentes variables (charges permanentes, charges du trafic, résistance du béton, dimensions de la structure,...) en se basant sur des données ou des tests expérimentaux. Ainsi, un indice de fiabilité cible doit être atteint après un calcul fiabiliste à l'aide de la méthode de FORM, cette méthode conduit à des résultats plus réalistes que dans le cas des méthodes déterministes qui aboutissent souvent à des résultats conservatifs et par suite à un appel précoce aux travaux de maintenance [19]. Cette méthode basée sur le changement des facteurs partiels de sécurité existants peut être classée sous le niveau IV d'évaluation.

Une autre étude a été menée sur un groupe de ponts en béton armé tout en ajoutant l'effet de dégradation en terme de la corrosion de l'acier dans un environnement agressif. Des distributions probabilistes sont ainsi utilisées pour les variables liées aux dimensions de la section, au phénomène de dégradation par corrosion, aux sollicitations sur la section et aux propriétés mécaniques des matériaux. L'indice de fiabilité est ensuite calculé selon la méthode de FORM en considérant deux états limites [20]. C'est le niveau le plus élevé ou le V^{ème} niveau d'évaluation qui est basé sur l'analyse fiabiliste en adoptant des distributions probabilistes pour la plupart des paramètres inclus dans l'analyse.

1.8 – CONCLUSIONS

L'état de performance des structures considérées, les ponts en béton, sera évalué en se basant sur deux états limites, l'état limite ultime du moment fléchissant et l'état limite de service de la déflexion. Les facteurs de dégradation qui seront pris en compte sont la corrosion des armatures causée par la pénétration des chlorures en plus du fluage et du retrait, les modèles adoptés seront détaillés dans la suite.

Les essais non-destructifs pouvant être effectués sur les ponts en béton permettent de dévoiler l'état actuel de la structure, sans prévoir le développement de l'endommagement au cours du temps, surtout que les inspections assurées ne sont pas continues.

La stratégie d'évaluation sera basée sur la théorie de fiabilité (niveau V d'évaluation). Les variables probabilistes sont issues de la littérature et celles liées au chargement sont calculées d'après un modèle de trafic développé en se basant sur des données réelles de pesage en marche des véhicules. Ce modèle sera détaillé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 2 MODELISATION DU CHARGEMENT DE TRAFIC

2.1 – INTRODUCTION

L'évaluation des ponts routiers existants en se basant sur les codes de calcul standards est généralement conservatrice et aboutit le plus souvent à un appel précoce aux travaux de maintenance. Par exemple, les codes européens et nord-américains sont relativement basés sur une faible base de données, les codes canadien et américain sont basés sur des données collectées à Ontario en 1975 pour 9250 véhicules lourds. L'Eurocode était initialement basé sur des données enregistrées à Auxerre sur une période de quelques semaines en 1980 qui après était confirmé en 1997 à l'aide des données provenant d'autres sites d'enregistrement en France [21]. Les variations du poids des véhicules, de la composition du trafic et de la taille des véhicules auront tous une influence sur la modélisation du chargement dû au trafic. Pour cela il faut opter à un calibrage répétitif des codes standards. Actuellement, le développement des technologies de pesage en marche (WIM technologies) a donné la possibilité de collecter un nombre important de données et aussi sur de longues périodes de temps.

Les nouvelles installations de pesage en marche peuvent détecter les extrémités avant et arrière d'un véhicule, enregistrer son poids total, le poids supporté par chaque essieu, la vitesse du véhicule, son empattement (distance entre les axes d'essieux extrêmes) et sa longueur ainsi que le temps mis pour son passage.

Dans ce travail la modélisation du trafic est basée sur l'analyse de données de pesage en marche et de comptage automatique sur des réseaux routiers équipés situés en Europe, principalement en Suisse sur l'autoroute de Mattstetten et aux Pays-Bas dans les dix dernières années. Il est à noter qu'en l'absence de données provenant du site à évaluer, il est possible de se baser sur les enregistrements de pesage en marche sur la voie lente d'une autoroute à plusieurs voies et cela est souvent conservatif en cas d'évaluation des ponts routier ayant moins de voies [22].

Le modèle de trafic développé représente un flux libre de véhicules et concerne uniquement les ponts de courte à moyenne travée allant jusqu'à 45 m maximum. L'effet dynamique n'est pas pris en compte, seul un chargement statique est considéré.

2.2 – STATIONS DE MESURES

L'office fédéral des routes en Suisse (OFROU) a équipé les autoroutes en Suisse par sept principales stations de comptage automatique et de pesage en marche des véhicules, la station choisie sur l'autoroute A1 de Mattstetten donne bien une représentation du trafic local et national. Le poids des véhicules enregistré dépasse rarement les normes en vigueur contrairement au cas du trafic international et de transit.



Figure 2-1 – Autoroute A1 dans la région de MATTSTETTEN en Suisse

Les capteurs, ayant une capacité d'enregistrement à long terme, sont intégrés directement dans la chaussée et assurent un suivi permanent des véhicules traversant la chaussée, le schéma du système de pesage sur la chaussée est illustré dans la Figure 2-2.

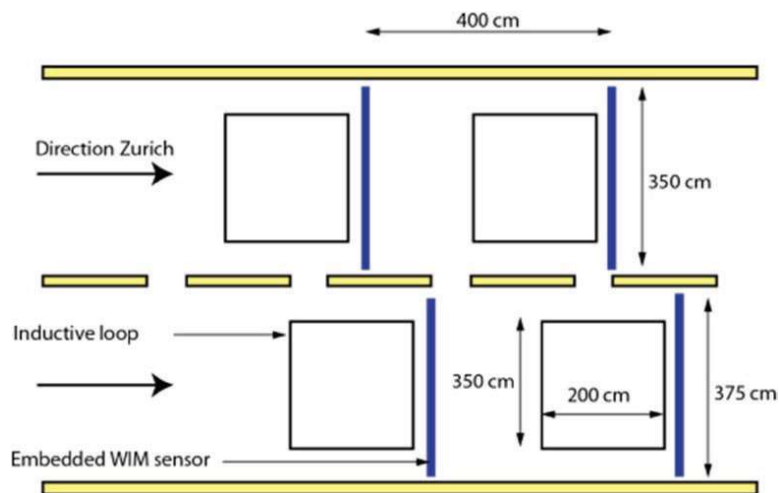


Figure 2-2 – Schéma montrant la disposition des capteurs de pesage en marche à la station de Mattstetten A1 dans la direction de Zurich[23]

2.2.1 – Sélection des véhicules lourds

Comme les ponts routiers sont conçus pour supporter les véhicules lourds, il s'est avéré que les voitures légères standards n'ont pas d'effet sur la dégradation ou la fatigue des ponts. N'ayant pas d'influence sur les résultats d'évaluation, ce genre de véhicules légers est exclu des données enregistrées. Le poids total maximal de ces véhicules est de 3,5 tonnes, donc seuls les véhicules lourds (*trucks*) ayant un poids supérieur à 3,5 tonnes sont maintenus.

2.2.2 – Filtrage des données erronées

En raison de la nature dynamique du chargement mobile du trafic, certaines perturbations peuvent affecter la sensibilité des capteurs et par suite les données enregistrées peuvent comprendre quelques erreurs. Pour régler cet inconvénient un filtrage est effectué selon les contraintes suivantes :

- Empattement > longueur du véhicule
- Distance entre deux essieux > 20 m
- Distance entre deux essieux < 0,4 m
- La somme du chargement sur tous les essieux > poids total du véhicule
- Chargement par essieu > 40 tonnes
- Chargement par essieu > 85% du poids total du véhicule

2.3 – METHODES D’AJUSTEMENT DES OBSERVATIONS

L’ajustement de données a pour objet d’associer un modèle mathématique à des données expérimentales, il peut avoir lieu selon des méthodes paramétriques ou semi-paramétriques.

2.3.1 – Ajustement paramétrique

Les méthodes d’ajustement paramétriques consistent à effectuer un ajustement à une loi paramétrique en général continue (normale, multimodale normale, beta,...)

2.3.2 – Ajustement semi-paramétrique

Les Méthodes d’ajustement semi-paramétriques consistent à conserver les données observées sans lissage comme base de simulation jusqu’à un certain seuil au-delà duquel les données seront minimales et où l’ajustement à une loi paramétrique continue s’avère nécessaire.

L’ajustement semi-paramétrique est sans doute plus représentatif de la réalité et il est plus recommandé, l’ajustement paramétrique a conduit à une sous-estimation significative du moment fléchissant caractéristique par rapport à l’ajustement semi-paramétrique[24] mais en l’absence de données numériques le lissage est bien plus pratique, dans notre cas on procède donc selon un ajustement totalement paramétrique.

2.4 – CONCEPTS FONDAMENTAUX

Etant donné qu’on va adopter l’ajustement paramétrique, il est utile de définir certains concepts fondamentaux dans le domaine des probabilités et statistiques surtout que l’analyse des données

du trafic, enregistrées dans les stations de pesage en marche est basé sur des approches stochastiques.

2.4.1 – Variable aléatoire

Une expérience est appelée “aléatoire” s’il est impossible de prévoir à l’avance son résultat et si, répétée dans des conditions identiques, elle peut donner des résultats différents, on parle ainsi d’un espace probabilisé Ω auquel correspond un espace réel \mathbb{R} , Dans de nombreuses expériences aléatoires, on n’est pas intéressé directement par le résultat de l’expérience, mais par une certaine fonction de ce résultat, une variable aléatoire X est toute application de Ω dans \mathbb{R} telle que :

$$X : \Omega \rightarrow \mathbb{R}$$

$$\omega \rightarrow X(\omega)$$

Donc, en réalité une variable aléatoire est une fonction aléatoire ou stochastique qui à chaque évènement élémentaire ω de Ω fait correspondre un nombre réel x lui étant associé.

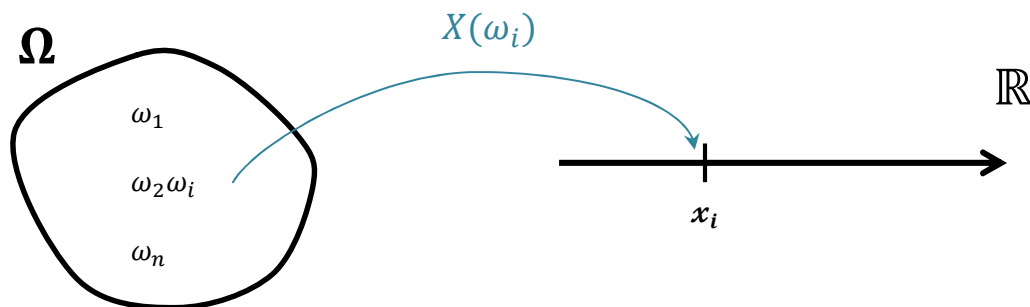


Figure 2-3 – Description de la variable aléatoire, X , comme fonction de ω , où ω est un élément de Ω

Une variable aléatoire est dite discrète si elle ne peut prendre que des valeurs discontinues dans un intervalle donné (borné ou non borné), alors qu’une variable aléatoire est continue si elle peut prendre toutes les valeurs dans un intervalle donné. En général toutes les variables qui résultent d’un dénombrement ou d’une numérotation sont de type discontinu alors que ceux qui résultent d’une mesure sont de type continu, par exemple :

- Le nombre de mutations dans une séquence d’ADN (v.a. discrète)
- Le poids des véhicules traversant une chaussée (v.a. continue)

Une variable aléatoire est caractérisée par l’ensemble des valeurs qu’elle peut prendre et par l’expression mathématique de la probabilité de ces valeurs sous forme d’une loi de probabilité

(ou distribution de probabilité, en cas des variables continue on définit une fonction densité de probabilité) de la variable aléatoire.

Comme dans notre cas il s'agit de l'analyse des mesures sur le trafic routier, les variables aléatoires qui seront définies sont donc continues et par suite on se contente dans ce qui suit par la présentation de tout ce qui est en rapport avec les variables aléatoires continues.

2.4.2 – Fonction densité de probabilité $f_X(x)$

Une variable aléatoire continue X peut prendre n'importe quelle valeur dans un intervalle donné I , on ne peut donc pas énumérer les possibilités sous la forme $X = x_i$. On dit que la loi de probabilité de X est à densité. En d'autres termes, pour une variable aléatoire continue la probabilité associée à l'évènement $X = x_i$ est nulle car il est inutile voire impossible d'observer exactement cette valeur. Il serait par contre intéressant de déterminer la probabilité que X prenne des valeurs comprises dans un intervalle $[a, b]$ tel que $P(a \leq X \leq b)$. Lorsque cet intervalle tend vers 0, la valeur prise par X tend vers une fonction qu'on appelle fonction densité de probabilité, *probability density function (pdf)*.

Une fonction densité de probabilité est toute application continue :

$$f: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$$

$$x \rightarrow f(x)$$

telle que :

1. $\forall x \in \mathbb{R} \quad f(x) \geq 0$
2. $\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1$

On dit que X suit la loi à densité f si, pour tout réels a, b d'un intervalle donné avec $a < b$:

$$p(X \in [a; b]) = \int_a^b f(x)dx \tag{2.1}$$

Certaines formes de fonction densité de probabilité constituent des lois de probabilité usuelles, parmi ces lois :

- Loi uniforme $\mathcal{U}_{[a,b]}$
- Loi exponentielle $\mathcal{E}(\mu)$
- Loi normale ou de Gauss $\mathcal{N}(m, \sigma^2)$
- Loi gamma $\mathcal{G}(\alpha, \lambda)$

- Loi du chi-deux $\chi_n^2 = \mathcal{G}(\frac{n}{2}, \frac{1}{2})$
- Loi béta $\beta(a, b)$
- Loi de Weibull $\mathcal{W}(\eta, \beta)$

2.4.3 – Fonction de répartition $F_X(x)$

La fonction de répartition, *probability distribution function, cumulative distribution function (cdf)*, d'une variable aléatoire réelle (v.a.r.) X est définie par

$$F_X(x) = P(X \leq x), \quad x \in \mathbb{R} \quad (2.2)$$

Les propriétés associées à la fonction de répartition d'une v.a.r. continue sont les suivantes :

1. $0 \leq F_X(x) \leq 1$
2. F_X est croissante sur \mathbb{R}
3. F_X est continue à droite
4. $\lim_{x \rightarrow -\infty} F_X(x) = 0$ et $\lim_{x \rightarrow +\infty} F_X(x) = 1$

Concrètement la fonction de répartition correspond à la distribution des probabilités cumulées, le plateau atteint par la fonction de répartition correspond à la valeur de probabilité 1 car $\sum_i p_i = 1$. L'importance de cette fonction est qu'elle permet de calculer la probabilité de tout intervalle dans \mathbb{R} .

Il est souvent approprié d'utiliser la dérivée de la fonction de distribution de probabilité, cette fonction est la fonction densité de probabilité (*pdf*) et est définie, en admettant bien sûr que F_X est dérivable, par :

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (2.3)$$

La relation entre la fonction de répartition et la fonction densité de probabilité est illustrée dans la Figure 2-4.

2.4.4 – Principales lois de distributions probabilistes

Dans ce qui suit, on présente en détails les principales distributions de probabilités utilisées dans cette thèse.

2.4.4.1 – Lois normale et log-normale

La courbe de Gauss est née au 18^e siècle comme résultat de la recherche d'une « loi du hasard », en approchant la valeur d'une probabilité grâce à la répétition d'une expérience aléatoire et ce d'autant mieux que le nombre de répétition est grand, pour Carl Friedrich Gauss, c'est en 1809 qu'elle prit sa forme définitive, pour cela on nomme parfois la loi normale, loi de Gauss.

Elle jouit d'une importance fondamentale car un grand nombre de méthodes statistiques reposent sur cette loi. Ceci est lié au fait qu'elle intervient comme loi limite dans les conditions très générales. C'est la loi la plus importante vis-à-vis de tout ce qui est quantitatif, elle dépend seulement de deux paramètres, sa moyenne, notée μ , et son écart type, notée $\sigma > 0$, en plus des autres propriétés qui simplifient son usage comme la symétrie et autres.

Une variable aléatoire continue X suit une loi normale si l'expression de sa fonction de densité de probabilité est de la forme :

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad -\infty < x < \infty \quad (2.4)$$

La loi dépend des deux paramètres μ et σ qui sont respectivement la moyenne et l'écart type, on la note par $X \sim \mathcal{N}(\mu, \sigma^2)$.

L'intégration de cette fonction donne la fonction de répartition sous la forme :

$$F_X(x) = P(X \leq x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{(t-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) dt \quad (2.5)$$

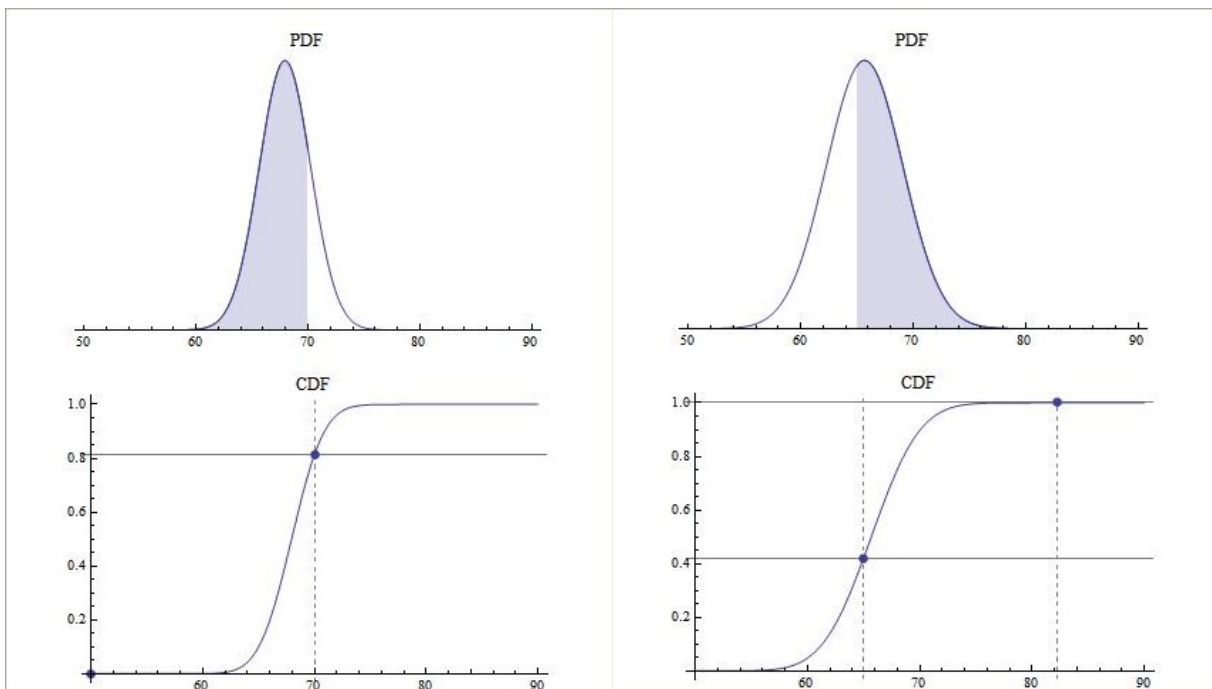


Figure 2-4 – Schéma illustrant la relation entre la fonction de répartition (cdf) et la fonction densité de probabilité (pdf) [Wolfram Demonstrations Project]

La loi normale centrée réduite $\mathcal{N}(0,1)$ est un cas particulier de la loi normale avec $\mu = 0$ et $\sigma = 1$, en effet toute variable aléatoire Y suivant une distribution normale quelconque de moyenne μ et d'écart type σ peut être convertie en une variable aléatoire X suivant une distribution normale centrée réduite telle que :

$$x = \frac{y - \mu}{\sigma} \tag{2.6}$$

En d'autres termes si x suit une loi normale centrée réduite alors $x\sigma + \mu$ suit aussi une loi normale de moyenne μ et d'écart type σ .

Les fonctions densité de probabilité et de répartition d'une loi normale centrée réduite sont notées respectivement par $\varphi(\cdot)$ et $\Phi(\cdot)$

$$\varphi(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{x^2}{2}\right), \quad -\infty < x < \infty \tag{2.7}$$

$$\Phi(x) = \int_{-\infty}^x \varphi(t) dt = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) dt \tag{2.8}$$

La Figure 2-5 montre un exemple de la densité d'une distribution normale, l'un des plus importants critères de normalité d'une variable aléatoire est l'alignement des valeurs observées suivant une droite appelée droite de Henry, une fois représentées sur un papier gauss-arithmétique.

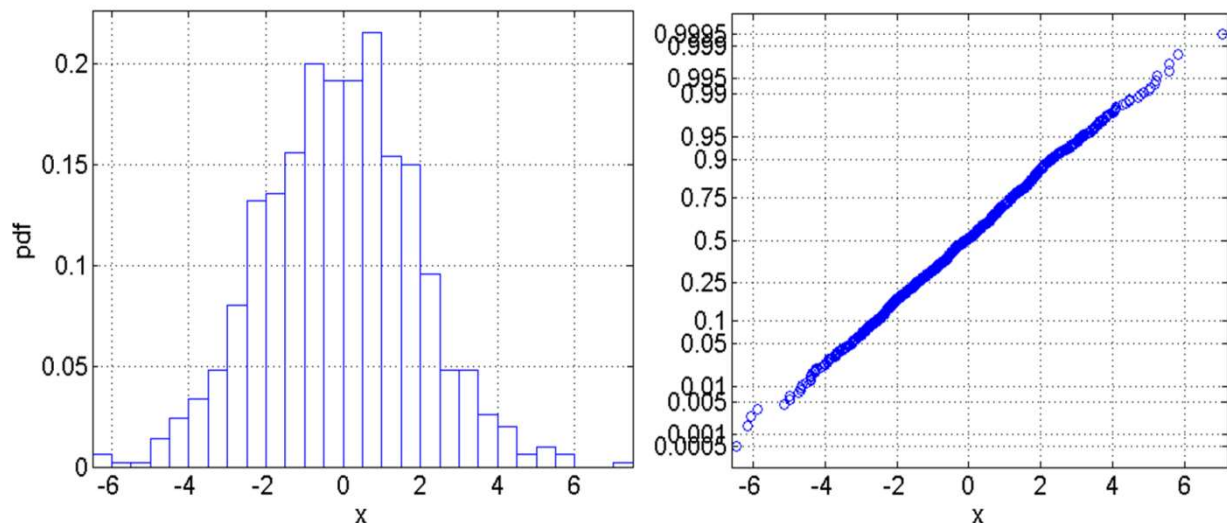


Figure 2-5– Densité de probabilité et droite de Henry pour une variable aléatoire suivant une distribution normale $\mathcal{N}(0, 2)$

Une variable aléatoire X suit une loi log-normale quand son logarithme suit une loi normale, c.à.d. $Y = \ln(X)$ suit une loi normale $\mathcal{N}(\alpha, \beta)$.

Les fonctions densité de probabilité et de répartition d'une variable aléatoire X suivant une loi log-normale sont respectivement :

$$f_X(x) = \frac{1}{x\beta\sqrt{2\pi}} \exp\left(\frac{-(\ln x - \alpha)^2}{2\beta^2}\right) \quad (2.9)$$

$$F_X(x) = \frac{1}{\beta\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \frac{1}{t} \exp\left(\frac{-(\ln t - \alpha)^2}{2\beta^2}\right) dt \quad (2.10)$$

α et β sont les paramètres tel que :

$$\alpha = \mu_y \text{ (espérance de } \ln X) \quad \text{et} \quad \beta = \sigma_y \text{ (écart type de } \ln X)$$

Pour la variable aléatoire X (log-normale), les paramètres sont comme suit :

La moyenne $\mu_x = E(X) = \exp\left(\mu_y + \frac{\sigma_y^2}{2}\right)$

La variance $\sigma_x^2 = \exp 2(\mu_y + \sigma_y^2) \left(\frac{e^{\sigma_y^2} - 1}{e^{\sigma_y^2}}\right)$

Le coefficient de variation $cov_x = \frac{\sigma_x}{\mu_x} = \sqrt{e^{\sigma_y^2} - 1}$

La dissymétrie est d'autant plus importante que le coefficient de variation est élevé.

Dans la pratique on estime les paramètres α et β à partir de ceux calculés sur l'échantillon des observations de X , en inversant les relations ci-dessus on obtient ainsi :

$$\alpha = \mu_y = \ln\left(\frac{\mu_x}{\sqrt{1 + cov_x^2}}\right) \quad \text{et} \quad \beta^2 = \sigma_y^2 = \ln(1 + cov_x^2)$$

Si cov_x est suffisamment petit (< 0.5) on a l'approximation suivante : $\beta = \sigma_y \cong cov_x$

2.4.4.2 – Loi exponentielle

Une variable aléatoire continue X suit une loi exponentielle si l'expression de sa fonction de densité de probabilité est de la forme

$$f_x(x) = \begin{cases} \frac{1}{\mu} \exp(-x/\mu) & \text{si } x \geq 0 \\ 0 & \text{ailleurs} \end{cases} \quad (2.11)$$

avec $\mu > 0$ représente la moyenne de la variable aléatoire.

La fonction de répartition de la loi exponentielle est obtenue par intégration de l'équation (2.11) ce qui donne :

$$F_x(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } x < 0 \\ 1 - \exp(-x/\mu) & \text{ailleurs} \end{cases} \quad (2.12)$$

Un exemple des fonctions densité de probabilité et de répartition pour une loi exponentielle d'une v.a. ayant $\mu = 10$ est présenté dans la Figure 2-6.

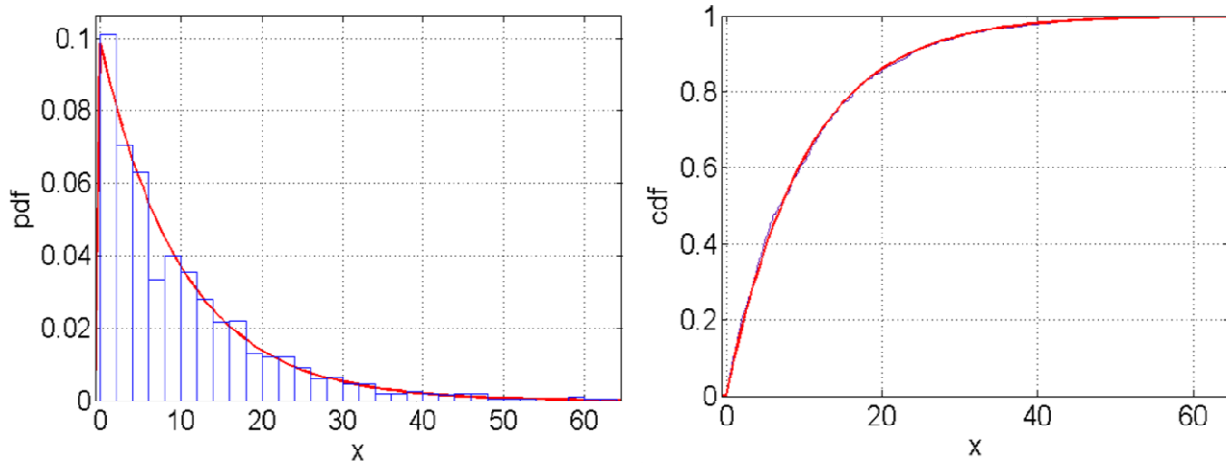


Figure 2-6 – Fonctions densité de probabilité et de répartition pour une variable aléatoire suivant une loi exponentielle

2.4.4.3 – Loi bêta

La loi bêta à 4 paramètres est paramétrée par deux paramètres de forme (P et Q) qui contrôlent la forme de la courbe et deux paramètres qui représentent le minimum A et le maximum. C'est une forme générale de la loi bêta standard. Sa fonction densité de probabilité est donnée par :

$$f(t|P, Q, A, B) = \frac{(t - A)^{P-1} * (B - t)^{Q-1}}{B(P, Q) * (B - A)^{P+Q-1}}, \quad P > 0, Q > 0, A < t < B \quad (2.12)$$

avec $B(P, Q) = \frac{\Gamma(P)\Gamma(Q)}{\Gamma(P+Q)}$

On retrouve la loi bêta à deux paramètres en effectuant la transformation $X = \frac{t-A}{B-A}$, on obtient ainsi la forme standard de la loi bêta définie sur $[0,1]$. Dans ce cas la fonction de densité sera

$$f(x|P, Q) = \frac{1}{B(P, Q)} x^{P-1} * (1 - x)^{Q-1}, \quad P > 0, Q > 0, 0 < x < 1 \quad (2.13)$$

La loi bêta est une loi très flexible et présente une grande variété de forme selon les valeurs de ses paramètres de forme comme le montre la Figure 2-7.

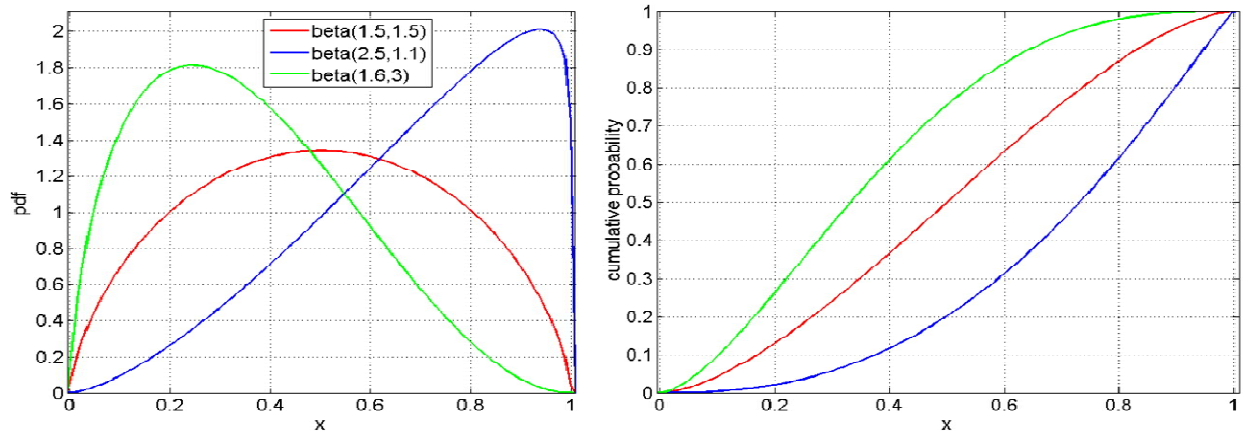


Figure 2-7 – Densités de probabilité et fonctions de répartition pour des variables aléatoires suivant une loi beta avec différents paramètres de forme

2.4.4.4– Distribution multimodale

Une distribution est dite multimodale si sa densité présente plusieurs modes ou maxima locaux (2,3,..) où un mode correspond à un sommet de la distribution et représente la valeur locale la plus fréquente. Elle est souvent le reflet d’une population composée de plusieurs sous-populations. Par exemple la variable aléatoire représentant la taille des individus peut être bimodale avec un mode qui réfère à la taille de la sous-population des hommes et un autre qui réfère à la taille de la sous-population des femmes. Une distribution multimodale peut être écrite sous la forme de la somme de plusieurs distributions unimodales. Dans le cas de la loi bêta, la fonction densité de probabilité pour une distribution bêta multimodale est de la forme :

$$f_X(x) = \sum_{i=1}^n p_i \frac{(x - \min)^{\alpha_i-1} * (\max - x)^{\beta_i-1}}{Beta(\alpha_i, \beta_i) * (\max - \min)^{\alpha_i+\beta_i-1}} \quad (2.14)$$

avec p_i , α_i et β_i sont la proportion et les paramètres de formes pour le mode i respectivement et $\sum_{i=1}^n p_i = 1$.

Pour $n = 2$, la fonction densité de probabilité pour une distribution bêta bimodale sera de la forme :

$$f(x) = p \frac{(x - \min)^{\alpha_1 - 1} * (\max - x)^{\beta_1 - 1}}{\text{Beta}(\alpha_1, \beta_1) * (\max - \min)^{\alpha_1 + \beta_1 - 1}} + (1 - p) \frac{(x - \min)^{\alpha_2 - 1} * (\max - x)^{\beta_2 - 1}}{\text{Beta}(\alpha_2, \beta_2) * (\max - \min)^{\alpha_2 + \beta_2 - 1}} \quad (2.15)$$

Un exemple de la fonction densité de probabilité pour une distribution bêta bimodale est présenté dans la Figure 2-8.

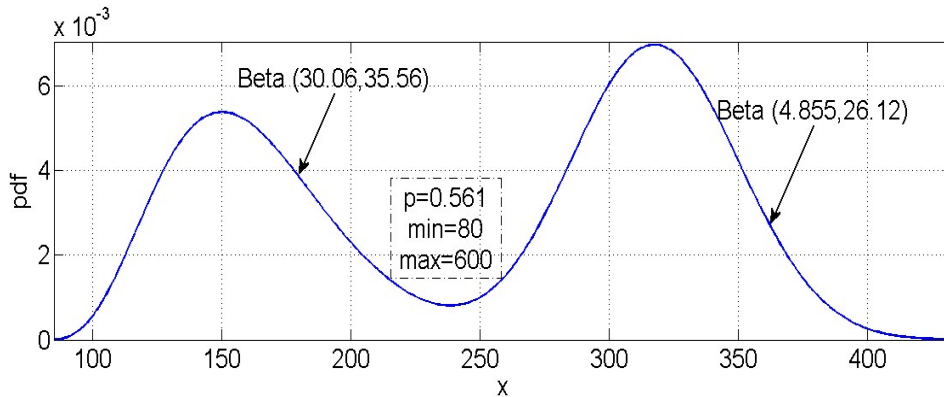


Figure 2-8 – *Fonction densité de probabilité pour une variable aléatoire suivant une distribution beta bimodale*

2.5 – TECHNIQUES DE MONTE CARLO

2.5.1 – Méthode de la transformée inverse

La méthode de la transformée inverse est une méthode informatique pour produire une suite de nombres aléatoires de distribution donnée, à partir de l'expression de sa fonction de répartition. Cette méthode est connue par “Golden Rule for Sampling” et a été proposée par von Neumann en 1947.

Pour générer un échantillon de n valeurs d'une variable aléatoire X ayant une fonction de répartition F_X , il suffit de générer un échantillon de n valeurs u_1, \dots, u_n d'une variable aléatoire uniforme suivant $U(0,1)$, puis de calculer $F_X^{-1}(u_1), \dots, F_X^{-1}(u_n)$ qui n'est qu'un échantillon suivant la loi de X .

Preuve :

Comme F_X est strictement croissante (Propriété des fonctions de répartition) alors,

$$\Pr(F^{-1}(U) \leq x) = \Pr(U \leq F(x))$$

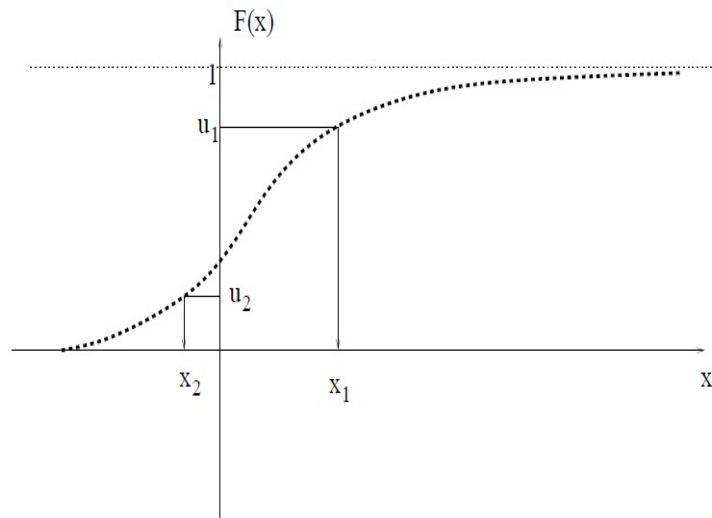


Figure 2-9 – Description de la méthode de transformé inverse

La fonction de répartition de la loi uniforme est la fonction identité, (pour tout $y \in [0 ; 1]$ on a $P(U < y) = y$), on déduit que $Pr(U \leq F(x)) = F(x)$, par suite, $Pr(F^{-1}(U) \leq x) = F(x)$.

Donc la fonction de répartition de la variable aléatoire $F^{-1}(U)$ est F_X .

Pour une loi donnée la fonction de répartition est unique donc $F^{-1}(U)$ suit la même loi que X .

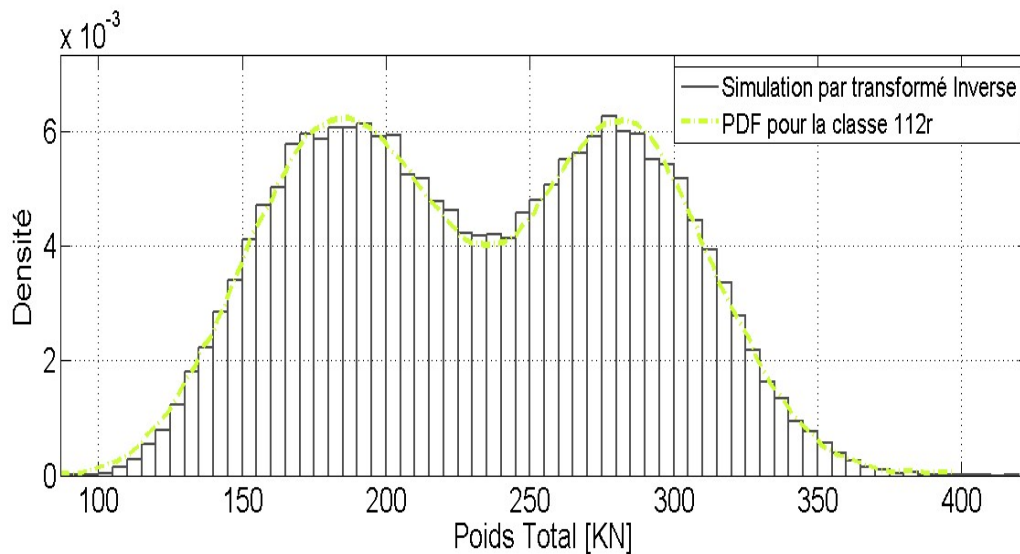


Figure 2-10 – Exemple d'un échantillon de 10000 véhicules de la classe 112r générées par la méthode de transformé inverse

2.6 – MODELISATION DU TRAFIC

2.6.1 – Classement des véhicules

L'analyse des données de pesage en marche est normalement basée sur le regroupement et le classement des véhicules pesés le plus souvent selon leurs nombres d'essieux et leurs distances entre essieux[25],[26]. Cela est aussi nécessaire pour faciliter la génération des véhicules dans les prochaines étapes de simulation. Le regroupement des véhicules en douze classes semble représenter le mieux la totalité des véhicules pesés, chaque classe est caractérisée par une combinaison de chiffres et de lettres : les chiffres, représentant le type de l'essieu, simple « 1 », tandems « 2 » ou triple « 3 », sont enchainés par ordre de succession des essieux et les lettres caractérisent le type du véhicule, à remorque « r » ou articulé « a ». Les différentes classes des véhicules sont illustrées dans la Figure 2-11.

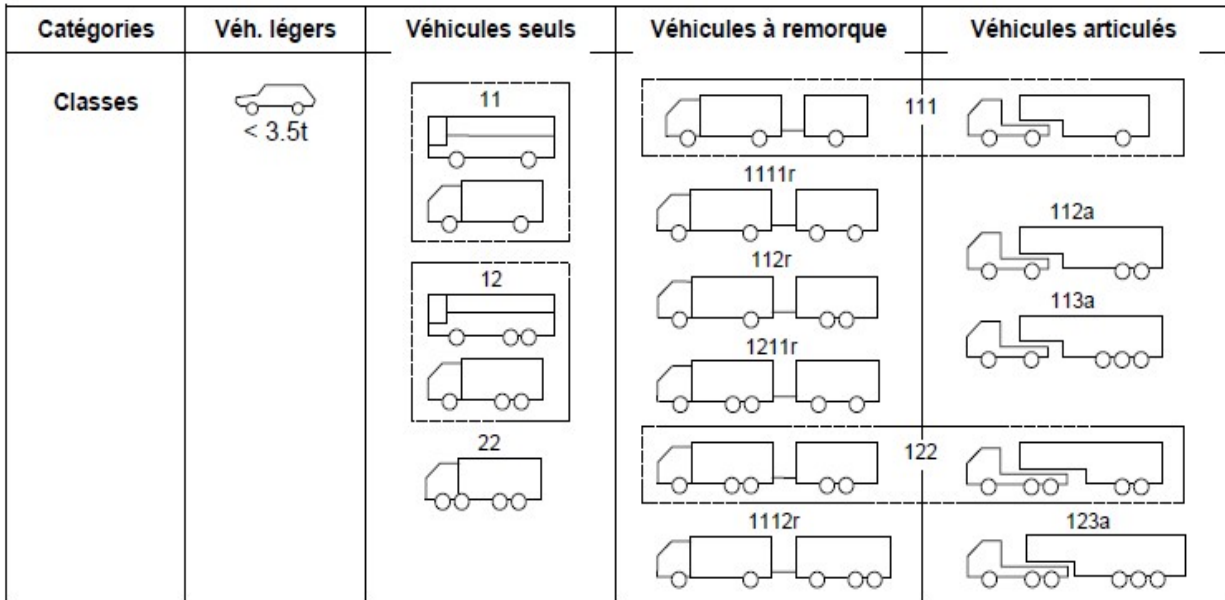


Figure 2-11 – Classes de véhicules considérés[27]

2.6.2 – Composition du trafic

Après le regroupement des véhicules en douze classes, la connaissance du pourcentage de chaque classe par rapport au volume total des poids lourds est nécessaire pour pouvoir générer convenablement les véhicules. Cela est donné sous forme de diagramme circulaire illustrant la participation de chaque classe, en se basant sur les données de pesage dans la station de Mattstetten (Figure 2-12), chaque classe [...] est dotée d'un pourcentage lui correspondant.

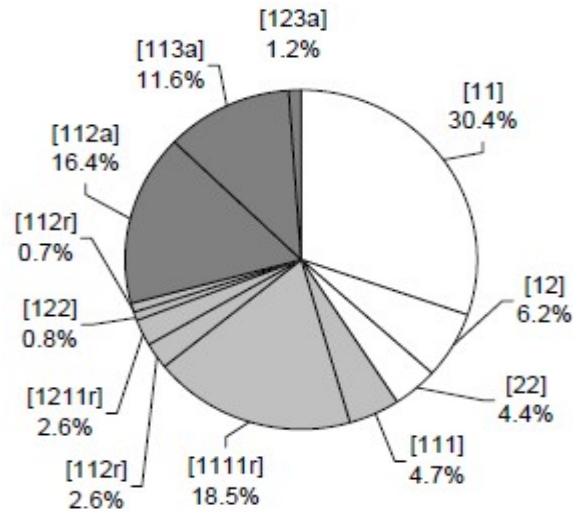


Figure 2-12–Composition du trafic à Mattstetten[27]

2.6.3 – Volume de trafic

Dans ce travail, le trafic est simulé en considérant une série de jours « homogènes » avec des flux horaires variables tout au long de la journée[28], mais ces flux sont les mêmes pour tous les jours. Pour une heure donnée, le flux horaire est déduit de la moyenne des flux observés pour cette même heure sur la totalité des jours d’observation. Le flux horaire moyen retenu dans est basé sur une large base de données récupérées sur la voie lente de l’autoroute A12 aux Pays-Bas, du fait que dans ce pays le volume horaire et par suite le nombre de véhicules par jour sont les plus élevés par rapport à ceux observés dans 5 pays européens entre 2005 et 2008[29]. Le profil du volume horaire moyen pour les 24 heures du jour est illustré dans la Figure 2-13.

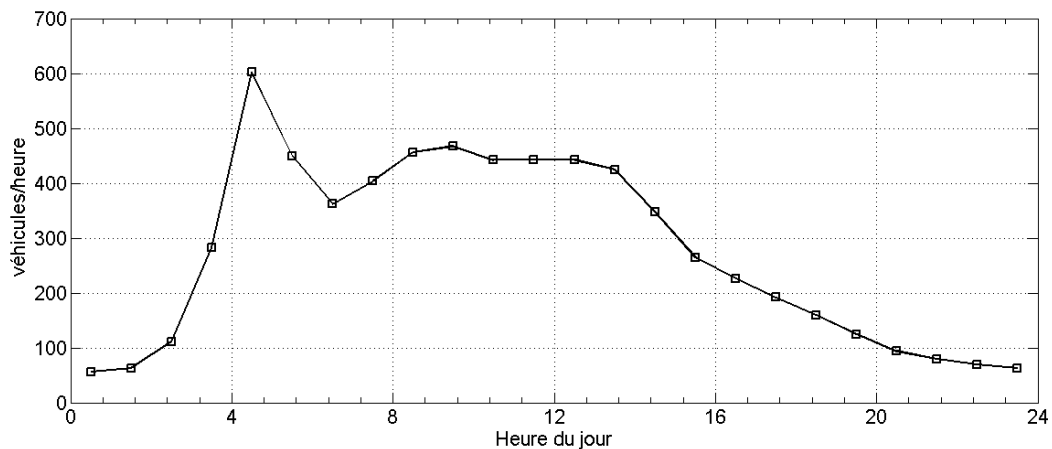


Figure 2-13 – Flux horaire moyen de véhicules aux Pays-Bas

Le volume journalier moyen s'élève donc à 6545 véhicules et le flux horaire maximal est enregistré entre 4h00 et 5h00 le matin avec 598 véhicules.

Aucune évolution annuelle du volume du trafic n'est prise en compte au cours de la période de simulation[21], seul le poids total de chaque véhicule évolue chaque année avec une augmentation moyenne comprise entre 1 et 2% par an [27].

2.7 – MODELISATION DES VEHICULES

Pour modéliser les véhicules il faut générer pour chaque véhicule un poids total et le distribuer convenablement sur les différents essieux selon une certaine géométrie (distance entre essieux). Souvent, ces paramètres sont modélisés selon des distributions probabilistes.

2.7.1 – Poids totaux

Les nouvelles techniques de pesage en marche permettent de détecter la classe de chaque véhicule pesé selon le nombre d'essieux captés et la distance entre eux. Il sera ainsi possible d'établir la loi de distribution des poids totaux pour chaque classe de véhicules. Les lois de distributions adoptées diffèrent d'une étude à une autre selon les données de pesage en marche, certains par exemple choisissent des distributions multimodales normales[28] ou inverse-gaussiennes [30] pour l'ensemble des véhicules sans tenir compte de la classe. D'autres se basent sur des distributions différentes pour chaque type d'essieu composant le véhicule et le poids total sera la somme des poids des essieux [26]. Dans notre cas, douze distributions ont été adoptées pour la simulation des poids totaux pour chacun des douze types de véhicules en effectuant un ajustement paramétrique des données collectées à une loi de type bêta modale ou bimodale [27]. Dans les distributions bimodales, les deux pics représentent les véhicules chargés et non chargés. Les valeurs des paramètres de la fonction densité de probabilité de la loi bêta bimodale donnée par l'équation (2.15) pour les douze classes de véhicules sont données dans le Tableau 2-1. Ces paramètres sont les résultats de l'ajustement aux distributions obtenus des poids totaux pour chaque classe de véhicules.

Tableau 2-1– Paramètres de la distribution bêta pour les 12 classes de véhicules

Classe	p	α_1	β_1	α_2	β_2
11	0.3407	19.84	24.59	7.004	19.97
12	1	3.845	8.355	-	-
22	0.561	30.06	35.56	4.855	26.12
111	0.2676	1.474	26.01	6.654	17.6

1111r	0.3784	6.751	23.41	2.608	6.387
112r	0.5813	6.904	24.67	29.43	44.62
1211r	0.4313	27.32	37.38	6.13	18.4
122	0.7652	8.744	31.43	14.28	21.94
1112r	0.3815	16.62	25.47	4.321	21.27
112a	0.6727	5.465	20.94	11.8	16.18
113a	0.4189	22.65	31.55	3.506	16.32
123a	0.4575	10.88	20.67	7.302	41.52

Un exemple de la modélisation du poids total des véhicules de la classe 1211r est donné par la Figure 2-14.

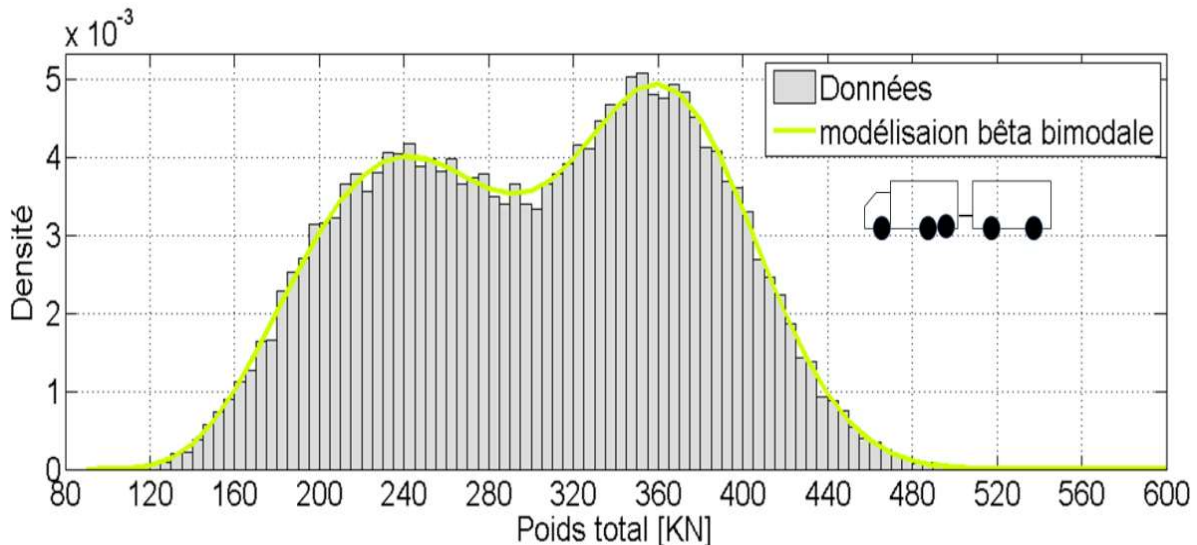


Figure 2-14 – Exemple de modélisation des poids totaux pour les véhicules de la classe 1211r

Pour chaque classe les poids maximal et minimal enregistrés sont données, par exemple pour la classe 123a le poids total est compris entre 100 et 900 KN, valeur qui représente le poids maximal enregistré pour toutes les classes.

Pour tenir compte de l'évolution du trafic, une augmentation du poids totale des véhicules entre 1 et 2 % par an est affectée aux valeurs données, les véhicules légers (< 3.5 tonnes) ayant un poids négligeable par rapport aux véhicules lourds ne sont pas inclus dans le processus de simulation.

Le résultat de la modélisation des poids totaux de toutes les classes de véhicules, ainsi que la proportion de chaque classe par rapport à la totalité des simulations est illustré par la Figure 2-15.

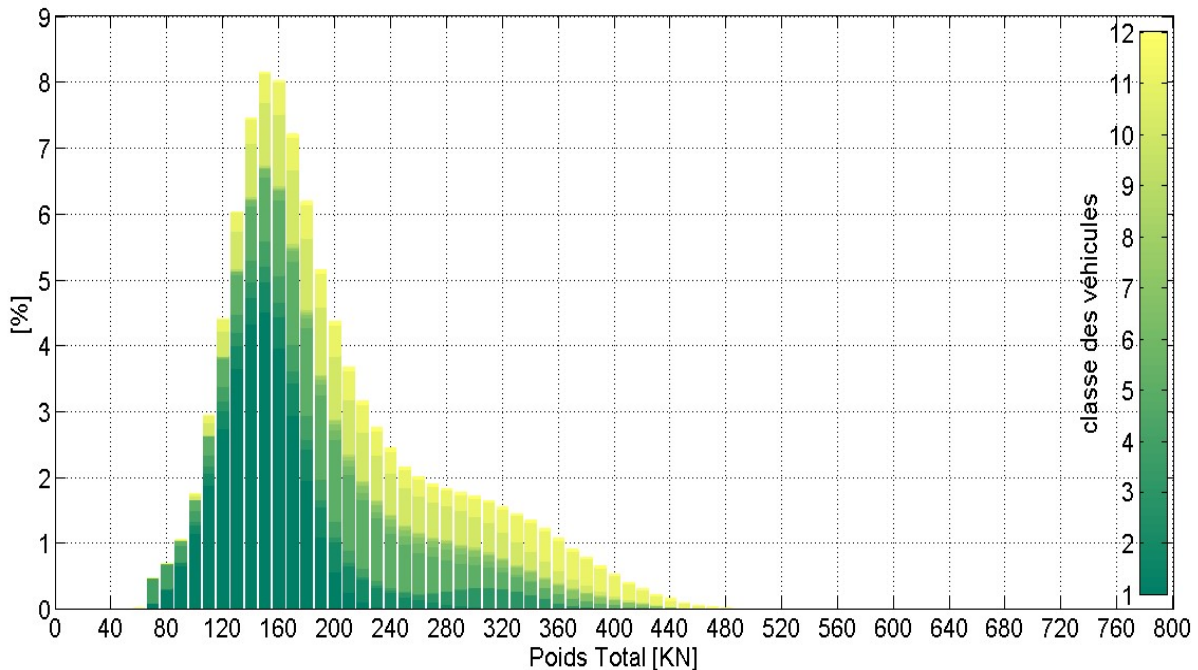


Figure 2-15 – Distribution des poids totaux avec la proportion de chaque classe de véhicules

2.7.2 – Poids des essieux

Pour la distribution du poids total sur les différents essieux d'un véhicule d'une classe donnée, certains adoptent une loi de distribution probabiliste pour le groupe d'essieux le plus lourd dans chaque classe par exemple bêta bimodale avec deux pics montrant les essieux chargés et non chargés et la proportion de distribution du poids total sur les autres essieux seront basés sur l'essieu le plus lourd[26]. D'autres adoptent des distributions multimodales normales pour les essieux des véhicules à 2 ou 3 essieux et normales pour les essieux ou groupes d'essieux (tandem ou tridem) des véhicules ayant 4 ou 5 essieux [28]. Une distribution inverse-gaussienne a été aussi utilisée pour modéliser les poids des essieux sans tenir compte de la classe des véhicules mais en considérant aussi des distributions similaires pour les bornes maximale et minimale [30]. Dans cette étude, nous optons à l'utilisation de valeurs déterministes pour la proportion de distribution du poids total sur chaque essieu pour chaque classe de véhicules, la distribution déterministe du poids total sur les différents essieux a été admise précédemment, par exemple sous forme d'un ratio qui dépend des poids légaux autorisés pour chaque type d'essieu et du poids total du véhicule[31] ou tout simplement sous forme d'un pourcentage basé sur les mesures [32].

Une corrélation a été effectuée entre le poids de chaque type d'essieu pour chaque classe de véhicules et le poids total des véhicules de cette classe. Les différents coefficients de corrélation ont été calculés par une optimisation génétique de façon à minimiser l'écart entre la distribution du poids de tous les essieux des véhicules classés donnée par les pesages à Mattstetten et cette même distribution résultant de la simulation de 1,000,000 de véhicules.

Si on prend par exemple le cas des véhicules de la troisième classe 22, si Q_2 représente le poids de l'essieu tandem (le plus chargé) et Q_1 le poids de l'essieu simple alors $Q_2 = a_3 Q_{tot} + b_3$, par suite $Q_1 = Q_{tot} - Q_2$. Ainsi, 48 paramètres sont à estimer, les bornes de recherche de ces paramètres sont limitées en se basant sur les restrictions suivantes :

1. La pente de la droite de corrélation est supposée positive et inférieure à l'unité ($0 < a_i < 1$)
2. Le poids d'un essieu simple doit être positif > 0 .
3. Le poids d'un essieu simple doit être inférieur à 85% du poids total du véhicule [23].
4. Le poids d'un essieu simple doit être inférieur à 400 KN[23].

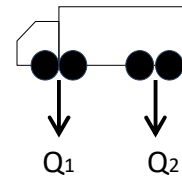
Pour la classe 22, les intervalles de recherche des coefficients seront comme suit :

On a tout d'abord les deux équations de corrélation :

$$Q_2 = \alpha Q_{tot} + \beta$$

$$Q_1 = Q_{tot} - Q_2$$

On peut déduire les intervalles de a_3 et b_3 de la façon suivante :



- $0 < \alpha < 1$
- $0 < Q_2 < 0.85 Q_{tot}$
 $\Rightarrow 0 < \alpha Q_{tot} + \beta < 0.85 Q_{tot}$
 $\Rightarrow -\alpha Q_{tot} < \beta < (0.85 - \alpha) Q_{tot}$

Ceci doit être vérifié $\forall Q_{tot}$ dans la classe 22 donc a priori pour la valeur minimale de Q_{tot} dans cette classe, donc cette valeur minimale sera incorporée dans l'intervalle de calcul.

Le processus d'optimisation est le suivant :

1. Tout d'abord on génère plusieurs populations initiales des 48 paramètres à chercher entre les bornes maximales et minimales calculées.
2. On déduit ainsi les différentes distributions de tous les essieux avec ces différentes populations des paramètres de départ.
3. On calcule l'écart entre la distribution des poids des essieux simulés et la distribution des poids des essieux mesurés.
4. On garde les populations des paramètres qui donnent l'écart minimal et on change les autres par croisement ou mutation.

5. On répète la quatrième étape jusqu'à obtenir l'écart maximal accepté.

Notons que le poids de chaque groupe d'essieux (tandem ou tridem) est supposé distribué d'une manière égale sur chacun des essieux individuels le composant [28].

La distribution de tous les essieux simulés des véhicules classés en se basant sur les 48 paramètres optimisés est illustrée dans la Figure 2-16.

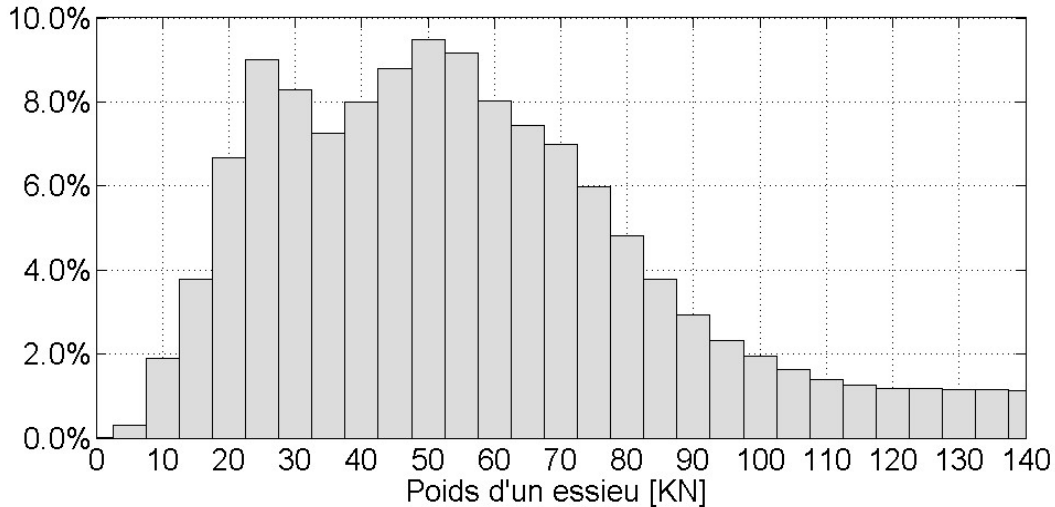


Figure 2-16 – *Distribution de tous les essieux simulés des véhicules classés*

2.7.3 – Géométrie

La géométrie d'un véhicule est représentée par la distance entre ses essieux ou les entraxes. Pour chaque classe de véhicules certains adoptent une loi de distribution probabiliste pour modéliser la distance entre les différents essieux d'un véhicule type d'une classe donnée. Cette distribution peut être ajustée à une loi bêta [26], ou à une loi uni ou bimodale normale [28] ou même peut être une distribution empirique pour l'espacement maximal et ajustée à une loi trimodale normale pour les autres espacements [21].

Dans notre cas les distances entre les essieux sont modélisées relativement au poids total du véhicule comme suit :

Les bornes maximales et minimales des différents entraxes pour chaque type (classe) de véhicules sont fournies par les données de pesage en marche, par exemple, pour les véhicules de la classe 12 composés d'un essieu simple et d'un essieu tandem, la distance entre les essieux 1 et 2, L_{1-2} est comprise entre 3.6 et 7.2 m et pour l'essieu tandem, la distance entre les essieux 2 et 3, L_{2-3} est comprise entre 0.6 et 2.4 m. La distance entre les essieux est donc calculée proportionnellement au poids total qui, pour la classe 12, est compris entre 70 et 450 KN.

Par suite, $L_{1-2} = (9.474 \times \text{Poids}_{total} + 2936.84) \times 10^{-3} [m]$.

Un exemple pour la distribution de la distance L_{1-2} de tous les véhicules simulés de la classe 12 est montré par la Figure 2-17.

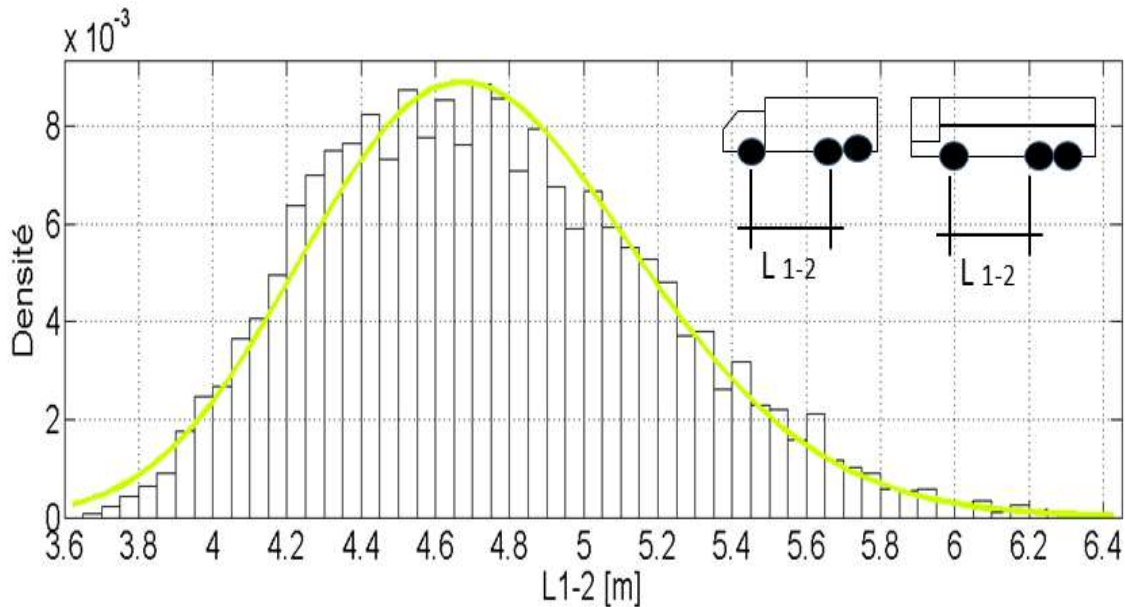


Figure 2-17 – Exemple de modélisation de la distance entre essieux pour la classe 12

2.8 – MODELISATION DE LA CIRCULATION

Après la modélisation des véhicules, il faut les poser convenablement sur la voie de circulation, pour cela la modélisation de la distance entre les véhicules selon les conditions de circulation et le flux horaire de véhicules s'avère nécessaire.

2.8.1 – Conditions de circulation

Il a été démontré que pour les travées inférieures à 30 m, le trafic libre avec des vitesses variables gouverne quant à l'effet le plus défavorable [21], [28], [25], pour cela des flux de véhicules variables au cours du jour sont adoptés (paragraphe 2.6.3 – et cela gère la modélisation de la distance entre les véhicules.

Notons que, l'augmentation du volume du trafic a très peu d'influence sur les effets du chargement, par contre ce qui compte le plus c'est l'augmentation du poids des véhicules[25]. Ainsi, une augmentation annuelle moyenne de 1 à 2 % est affectée aux poids des véhicules et non pas au volume du trafic.

2.8.2 – Distance entre véhicules

Dans le cas du trafic libre, la distance entre les véhicules dépend du volume de trafic, elle est considérée indépendante du type du véhicule et non corrélée avec le poids total du véhicule [28]. La fonction densité de probabilité pour la distribution de la distance entre les véhicules en fonction du volume du trafic est donnée par [33] :

$$f_D(x) = \frac{V}{3600 * 22} \exp\left(-\frac{V}{3600 * 22}(x - 5.5)\right) \quad (2.16)$$

La variation de la fonction densité de probabilité définie par l'équation (2.16) pour la distance entre les véhicules en fonction du volume horaire du trafic est montrée par la Figure 2-18.

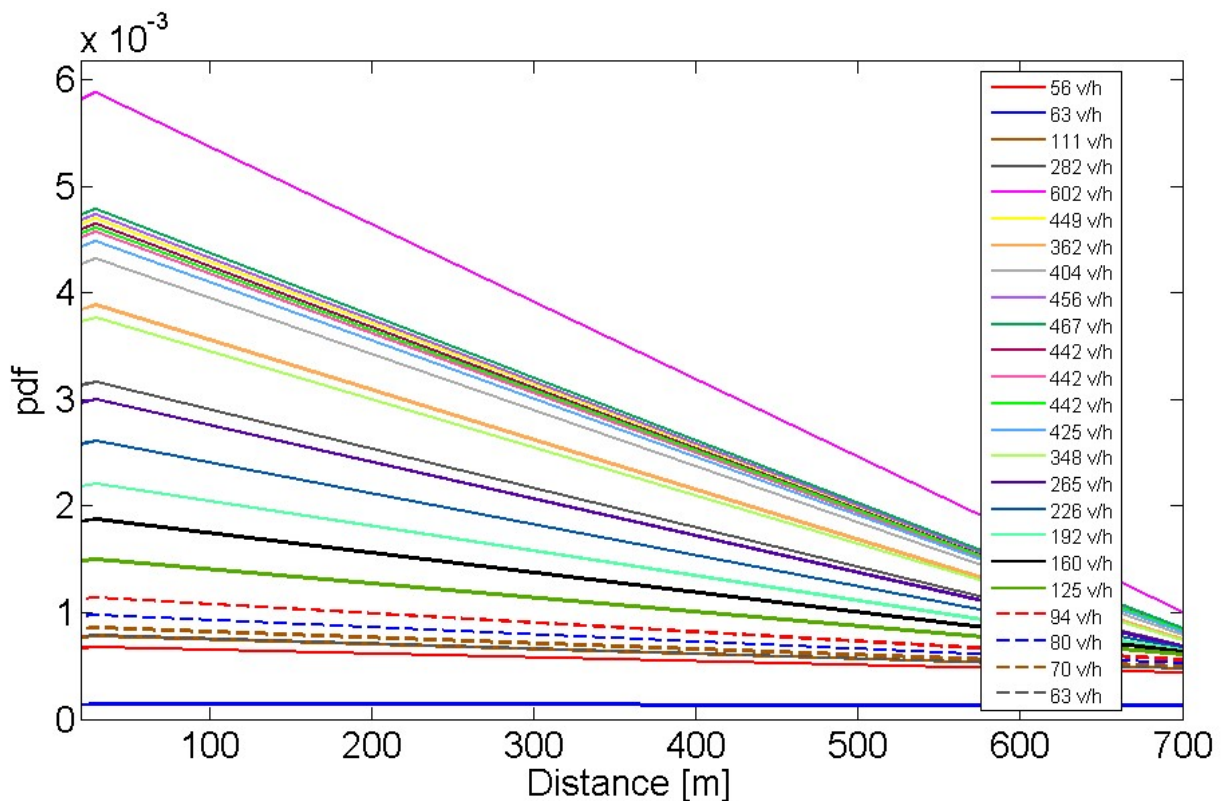


Figure 2-18 – Distances entre les véhicules pour les différents flux horaires

2.8.3 – Répartition sur les voies de circulation

Dans le cas d'une autoroute à une, deux ou trois voies, les véhicules lourds ont tendance à circuler sur la voie lente avec une faible probabilité de circulation sur les voies rapides. Alors, un

seul cas de répartition des poids lourds sur les voies de circulation est étudié en admettant que les poids lourds circulent sur la voie lente.

2.9 – SIMULATIONS DE TRAFIC

Les simulations sont effectuées sur une période de 100 ans, pour cela 24 queues de véhicules sont générées selon le flux horaire, les distances entre les véhicules pour chaque queue sont modélisées selon le flux horaire (paragraphe 2.8.2 -), le nombre de véhicules dans chaque queue représente une proportion du nombre total de véhicules simulés selon le flux horaire relatif à chaque queue, par exemple à 5h le matin le flux horaire est de 602 *véhicules/heure*, le flux moyen journalier (somme des flux horaires) est de 6626 *véhicules/jour*, donc le nombre de véhicules dans la *queue* 5 sera $n_5 = (602/6626) \times \text{nombre total de véhicules simulés}$, ces véhicules sont sélectionnés aléatoirement parmi la totalité des véhicules simulés. Le nombre total de véhicules à simuler dépend d'une part de la longueur de la travée L , et d'autre part du nombre d'itérations ou du pas de temps adopté le long de la période de simulation, par exemple si les efforts sont calculés toutes les heures, le nombre d'itérations est donc :

$$n_{iter} = \frac{24 [\text{heures/jour}] \times 365 [\text{jour/an}] \times 100 [\text{an}]}{1 [\text{heure/iteration}]} = 876000 \text{ itérations}$$

Si les efforts sont calculés toutes les 25 heures, le nombre d'itérations sera :

$$n_{iter} = \frac{24 [\text{heures/jour}] \times 365 [\text{jour/an}] \times 100 [\text{an}]}{25 [\text{heure/iteration}]} = 35040 \text{ itérations}$$

La longueur totale de toutes les queues générées vaut : $L * n_{iter}$, les valeurs de cette longueur pour les différentes travées sont données par le Tableau 2-2.

Tableau 2-2–Longueur totale générée en Km pour différentes travées

Longueur de la travée L [m]	Longueur totale [Km]	
	Pas de temps 1 heure	Pas de temps 25 heures
8	7008	280.32
12	10512	420.48
16	14016	560.64
20	17520	700.8

A chaque itération, et selon le flux horaire une portion égale à la longueur de la travée est extraite de la queue correspondante à ce flux. Notons que cela peut être admis comme il n’y pas de corrélation entre les véhicules qui se suivent.

Quelques modèles parmi les 24 queues générées avec des exemples sur les scénarios du trafic sélectionnés selon la longueur de la travée L sont illustrés par la Figure 2-19.

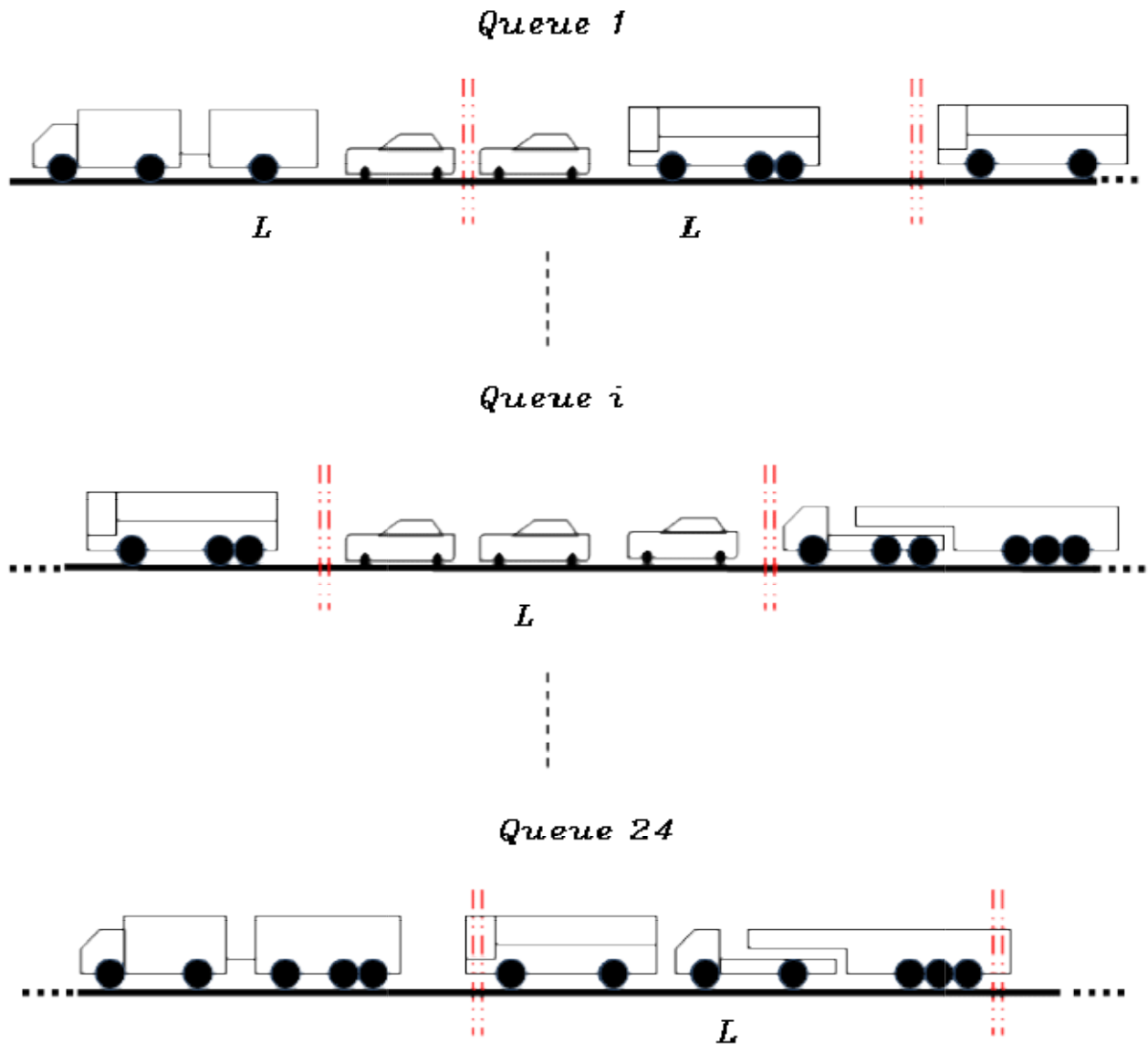


Figure 2-19 – Modèles des queues générées et des sélections effectuées

2.10 – CONCLUSION

Un récapitulatif du processus de simulation du trafic est illustré dans le tableau suivant :

Tableau 2-3–Récapitulatif des étapes de simulation du trafic

Récapitulatif du processus de simulation

Chargement des données

- Estimer le nombre total de véhicules à simuler.
- Pour chaque classe, calculer le nombre de véhicules à simuler selon le pourcentage du trafic total (*paragraphe 2.6.2*).
- Générer les poids totaux des véhicules selon la loi de distribution pour chaque classe (*paragraphe 2.7.1*).

Génération d'un véhicule

- Selectionner une valeur du poids total simulé.
- Générer le nombre d'essieux selon la classe (*paragraphe 2.6.1*).
- Générer l'espacement entre les essieux (*paragraphe 2.7.3*).
- Distribuer le poids total sur les différents essieux (*paragraphe 2.7.2*).
- Répéter ces étapes pour la totalité des véhicules simulés.

Génération des queues de véhicules

- Selectionner la valeur du flux horaire pour la queue considérée (*paragraphe 2.6.3*).
- Calculer le nombre de véhicules pour chaque queue selon la proportion du flux horaire par rapport au flux journalier (*paragraphe 2.9*) et les selectionner aléatoirement parmi les véhicules simulés.
- Générer les distances entre les véhicules selon flux horaire (*paragraphe 2.8.2*).

Scénarios de trafic

- Selectionner la queue qui correspond au temps de simulation selon le volume horaire.
 - Extraire de cette queue une longueur qui correspond à la longueur de la travée.
-

CHAPITRE 3 DIMENSIONNEMENT D'UNE FAMILLE DE PONTS EN BÉTON ARMÉ

3.1 – INTRODUCTION

Dans la première décennie du XX^e siècle, le béton armé avec armatures incluses dans le corps du béton commence à être utilisé dans la construction des ponts, dès lors il est devenu le premier matériau pour la construction des ponts. Cela a conduit à la construction de milliers de ponts en béton armé qui, maintenant sont qualifiés comme des ponts âgés. Presque 54% de ces ponts sont âgés de 40 ans ou plus. L'institut de ferrailage du béton (Concrete Reinforcing Steel Institute) indique que 90% de ces ponts vieillissants ont une portée maximale d'environ 30m [96], ce qui signifie que les ponts de courte à moyenne travée constituent une majorité des ponts existants.

Ainsi, ce travail porte sur l'étude de la fiabilité des ponts à poutres en béton armé en considérant une famille de 21 ponts routiers de courte à moyenne travée. Dans ce chapitre, on présente les paramètres qui diversifient ces ponts que ce soit la longueur de la travée, la largeur, le nombre de poutres,...

Pour un pont donné, toutes les poutres ont des sections transversales en T et possèdent le même ferrailage en se basant sur le calcul de la poutre subissant les sollicitations les plus défavorables.

Les sollicitations sont calculées en se basant sur les charges permanentes et les systèmes de charges A_L , B_C et de trottoir comme présentés dans le fascicule 61 du règlement français, la répartition transversale des sollicitations a été faite selon la méthode de Guyon-Massonnet. Cette méthode a été numérisée sur Matlab de façon à obtenir le Coefficient de Répartition Transversal (CRT) aboutissant aux sollicitations les plus défavorables, les sections d'aciers sont ensuite calculées selon les principes de l'Eurocode 2.

La méthode de calcul des CRT selon Guyon-Massonnet ainsi que l'emplacement des chargements de façon à obtenir l'effet le plus défavorable seront illustrés par un exemple d'application de la méthode complète sur un pont de la famille.

Toutes les poutres sont simplement appuyées et subissent donc une compression dans la fibre supérieure de la section, le calcul des sections donne la quantité d'aciers tendus dans la partie inférieure et ne montre pas de besoin d'acier de compression dans la fibre supérieure comprimée.

3.2 – PRESENTATION DE LA FAMILLE DES PONTS

Notre étude concerne un groupe de ponts en béton armé formés de poutres principales en T simplement appuyées sans entretoises intermédiaires. Ces ponts possèdent différents longueurs, largeurs et nombre de poutres comme le montre le Tableau 3-1. Chaque pont est alors désigné par une chaîne de caractères décrits dans ce tableau.

Tableau 3-1–Description des différents paramètres

Longueur (m)				Largeur (m)		Nombre de poutres		
$\mathcal{L}8$	$\mathcal{L}12$	$\mathcal{L}16$	$\mathcal{L}20$	$w9.5$	$w12.5$	$\mathcal{G}4$	$\mathcal{G}5$	$\mathcal{G}6$
8	12	16	20	9.5	12.5	4	5	6

Le calcul de ces ponts est détaillé dans les paragraphes suivants et un récapitulatif des 21 ponts est présenté à la fin de ce chapitre.

3.3 – CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX

3.3.1 – Loi de comportement du béton

Le comportement du béton est représenté par un diagramme contraintes-déformations, qui dans le cas d'une compression induite par la flexion est sous forme « parabole-rectangle » (Figure 3-1).

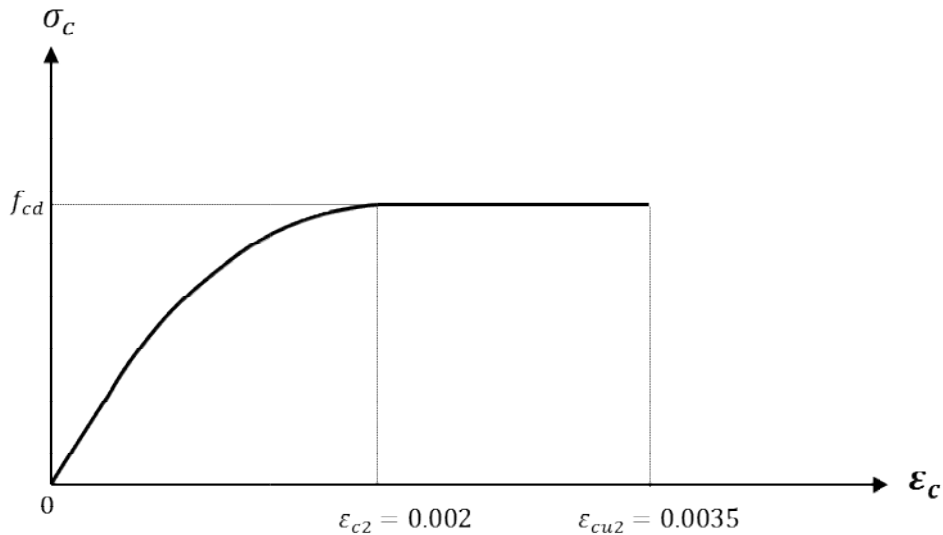


Figure 3-1 – Diagramme parabolique-rectangle de contrainte-déformation pour le béton

La résistance de calcul en compression du béton est donnée par [34] :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = 0.567 f_{ck} \quad (3.1)$$

où :

$-f_{ck}$, la résistance d'écrasement d'un cylindre de béton

$-\alpha_{cc} = 0.85$, coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance en compression

$-\gamma_C = 1.5$, coefficient partiel relatif au béton

ε_{c2} et ε_{cu2} sont respectivement la déformation atteinte pour la contrainte maximale et la déformation ultime.

3.3.2 – Loi de comportement de l'acier

Le comportement des armatures de béton armé est identique en compression ou en traction, celui-ci est défini par sa limite d'élasticité ou contrainte d'écoulement f_{yk} , la valeur de calcul de cette contrainte est [34] :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 0.567 f_{yk} \quad (3.2)$$

où :

$-f_{yk}$, la contrainte caractéristique d'écoulement

$-\gamma_s = 1.15$, le coefficient de sécurité

La forme conventionnelle du diagramme contraintes-déformations de l'acier est donnée par la Figure 3-2 .

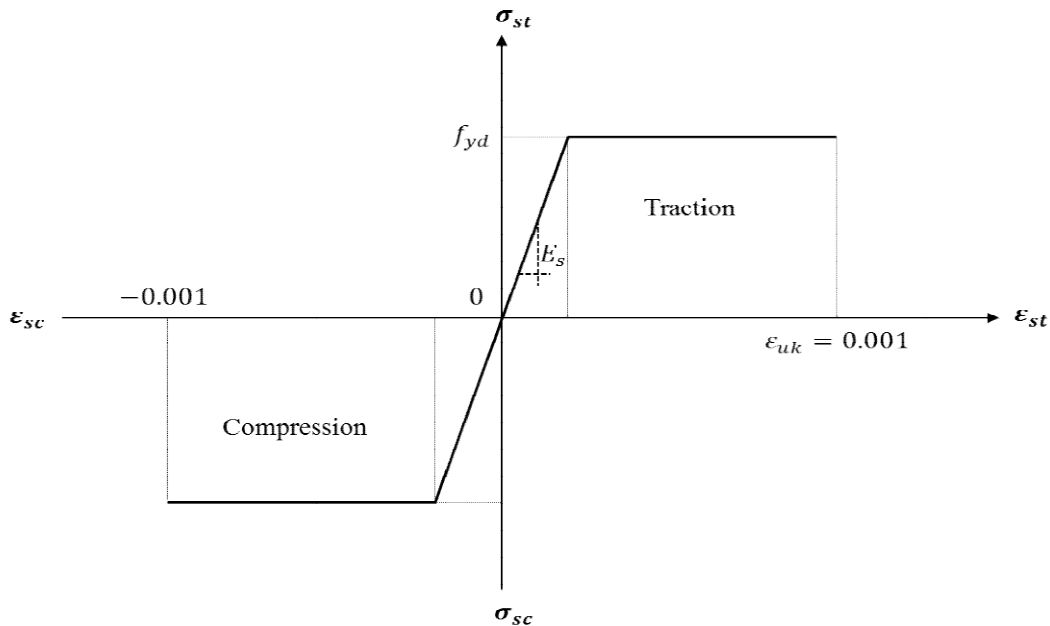


Figure 3-2 – Diagramme de contrainte-déformation pour l'acier

3.4 – CALCUL D'UNE SECTION EN FLEXION SIMPLE

Les équations de calcul des sections d'acier sont développées à partir des principes de l'Eurocode 2.

3.4.1 – Bloc rectangulaire simplifié adopté par l'Eurocode 2

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, comme dans le cas de la compression d'une section d'une poutre induite par flexion, un diagramme de contraintes rectangulaire simplifié basé sur le principe de WHITNEY peut remplacer le diagramme réel, parabole-rectangle [34] (Figure 3-3).

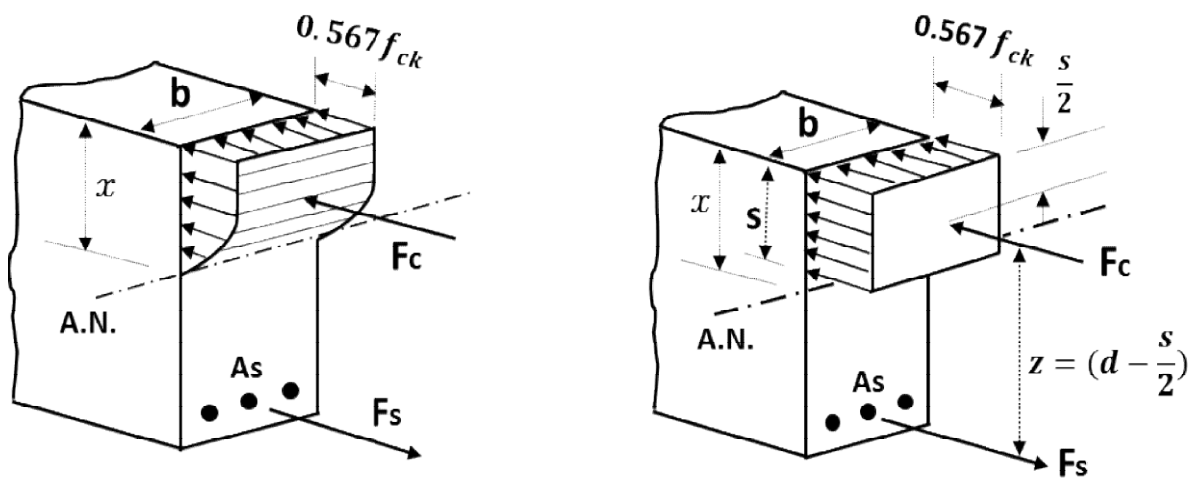


Figure 3-3 – Diagramme rectangulaire simplifié

Dans la Figure 3-3, la description des différentes variables est comme suit :

- A.N. : l'axe neutre de la section
- x : profondeur de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section
- b : largeur de la section
- s : profondeur du bloc rectangulaire simplifié
- A_s : section d'aciers tendus
- F_c : résultante des contraintes de compression dans le béton
- F_s : résultante des contraintes de traction dans la section d'aciers tendus
- z : le bras de levier entre les résultantes de contraintes

Le centre de gravité du diagramme rectangulaire coïncide avec le centre de gravité du bloc réel, donc sa profondeur s est inférieure à la profondeur de l'axe neutre x , dans le cas où $f_{ck} <$

50 MPa, $s = 0.8x$. De cette façon le calcul de la force de compression résultante F_c aboutit approximativement aux mêmes résultats en utilisant les deux blocs, pareil pour le calcul du moment. Ce principe permet de simplifier le calcul de la section d'acier dans une section en béton armé.

3.4.2 – Section rectangulaire simplement armée en flexion

La flexion d'une poutre induit des contraintes de traction et de compression dans la section, la force résultante de traction F_s est appliquée au niveau des armatures et la résultante de compression F_c est appliquée au centre de gravité du bloc des contraintes. La Figure 3-4 montre une section rectangulaire plane avec les diagrammes de déformations et de contraintes.

Les trois hypothèses suivantes sont admises :

- Les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions après déformation, d'après le principe de Navier-Bernoulli.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Au contact entre le béton et les armatures $\varepsilon_s = \varepsilon_c$, l'adhérence est supposée parfaite entre l'acier et le béton.

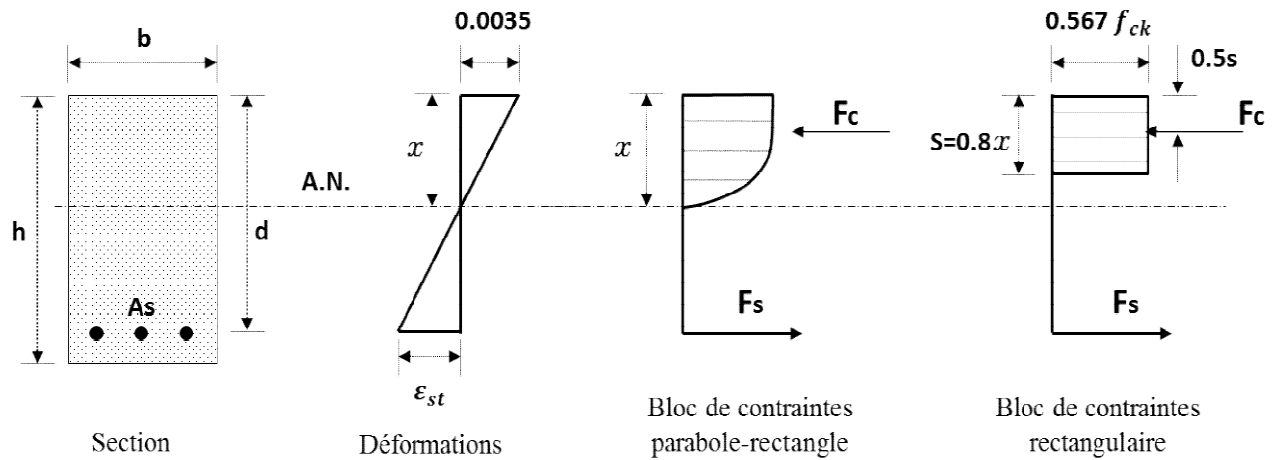


Figure 3-4 – Section rectangulaire simplement armée

Dans notre cas, les dimensions de la section b et h sont connus, ainsi que le moment externe sollicitant à l'état limite ultime M_u et on cherche à calculer la section des armatures A_s . Ceci est basé sur l'équilibre des efforts internes et externes.

À l'équilibre les moments résultants des forces de traction et de compression sont égaux :

$$M_u = F_c \times z = F_s \times z \quad (3.3)$$

La résultante des contraintes de compression dans le béton est en général :

$$F_c = \int_0^x \sigma_{bc}(y) b(y) dy \quad (3.4)$$

où $\sigma_{bc}(y)$ et $b(y)$ sont respectivement la contrainte de compression du béton et la largeur de la section à l'ordonnée y .

A l'état limite ultime, la contrainte d'écrasement du béton $\sigma_{bc} = f_{cd} = 0.567f_{ck}$, par suite la force de compression $F_c = 0.567f_{ck} \times b \times s$

La profondeur du bloc de contrainte $s = 0.8x$

Le bras de levier entre les forces résultantes $z = d - \frac{s}{2} = d - 0.4x$

Pour déterminer la profondeur de l'axe neutre, on cherche le moment par rapport au centre de gravité des armatures qui vaut $F_c \times z = 0.567f_{ck} \times b \times 0.8x \times (d - 0.4x)$, ceci doit être égal au moment sollicitant M_u , on aura donc à résoudre une équation du second degré ayant x comme inconnu :

$$M_u = 0.567f_{ck} \times b \times 0.8x \times (d - 0.4x) \quad (3.5)$$

La racine de cette équation est :

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{b \cdot f_{cd}}}}{0.8} \quad (3.6)$$

Par suite, la section d'acier peut être déduite cette fois en cherchant le moment par rapport au centre de gravité de la zone comprimée qui doit être aussi égal au moment ultime de calcul, ainsi :

$$M_u = F_s \times (d - 0.4x) = A_s \times f_{yd} \times (d - 0.4x) \quad (3.7)$$

La section d'acier nécessaire pour résister au moment M_u sera donc :

$$A_s = \frac{M_u}{f_{yd} \times (d - 0.4x)} = \frac{M_u}{0.87f_{yk} \times (d - 0.4x)} \quad (3.8)$$

Pour garantir la ductilité de la section, le code propose une profondeur limite de l'axe neutre $\left(\frac{x}{d}\right)_{lim} = 0.5$ dans le cas où $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$, alors $z = 0.8d$. Le moment maximal qui peut être supporté par la section sera alors :

$$M_{lim} = 0.567f_{ck} \times b \times (0.8 \times 0.5d) \times 0.8d = 0.181f_{ck}bd^2 \quad (3.9)$$

Dans le cas où $M_u > M_{lim}$, il sera nécessaire d'ajouter des armatures de compression dans la zone comprimée, cela n'est pas recommandé, sauf dans le cas où il y a des limitations sur la hauteur de la section.

3.4.3 – Section en T simplement armée en flexion

Dans le cas d'une section en T, la largeur de la section varie entre la table et la nervure ou l'âme, donc l'expression du moment par rapport au centre des armatures varie selon que l'axe neutre soit dans la table de compression ou dans l'âme.

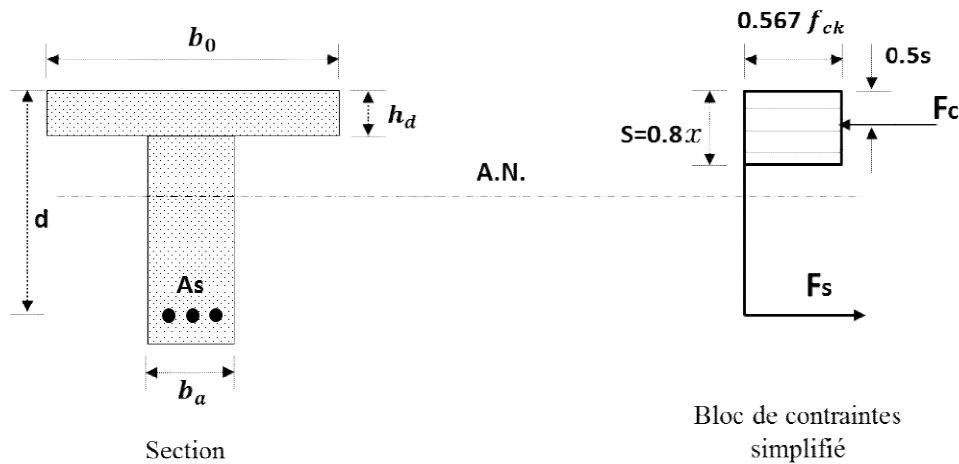


Figure 3-5 – Section en T simplement armée

Considérons la section en T de la Figure 3-5, sa fibre supérieure étant comprimée, on calcule tout d'abord le moment maximal qui peut être supporté par la table de compression quand elle est entièrement comprimée pour savoir la position de l'axe neutre, ce moment vaut :

$$M_{table} = b_0 h_d f_{cd} \left(d - \frac{h_d}{2} \right) \quad (3.10)$$

La valeur de M_{table} sera donc comparée à la valeur du moment sollicitant de calcul M_u , si M_{table} est inférieur à M_u donc l'axe neutre va être en dehors de la table de compression c.à.d. dans l'âme, par contre si M_{table} est supérieur à M_u , l'axe neutre sera dans la table de compression. Deux cas sont donc à étudier:

1. Si l'axe neutre est dans la table de compression, le calcul sera identique à celui du cas d'une section rectangulaire ayant une largeur b_0 .
2. Si l'axe neutre est dans l'âme, le calcul de la section d'aciers se fait en divisant la fibre comprimée en deux parties, l'une formée des ailes de la table et l'autre formée de l'âme (Figure 3-6).

Le moment résistant dans les ailes de la table vaut :

$$M_1 = (b_0 - b_a)h_d f_{cd} \left(d - \frac{h_d}{2} \right) \quad (3.11)$$

La section d’aciers tendus nécessaire pour équilibrer l’effort de compression dans la table est donc :

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \left(d - \frac{h_d}{2} \right)} \quad (3.12)$$

Il reste à déterminer la section d’acier nécessaire pour équilibrer l’effort de compression dans l’âme de largeur b_a , elle est soumise au moment M_2 , tel que:

$$M_2 = M_u - M_1 \quad (3.13)$$

Le calcul de la section d’acier A_{s2} sera identique au calcul d’une section rectangulaire de largeur b_a et soumise à un moment ultime de calcul M_2 .

Enfin il faut vérifier la nécessité ou pas des aciers de compression en comparant M_2 au M_{lim} comme dans le paragraphe 3.4.2 –.

La quantité totale d’aciers de traction vaut $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

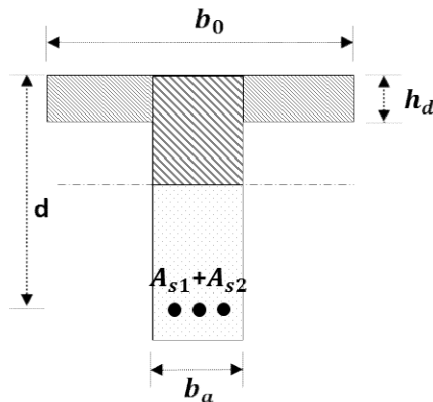


Figure 3-6 – Division de la fibre comprimée de la section en T

3.5 – CALCUL D’UNE POUTRE PRINCIPALE

La Figure 3-7 montre une section transversale typique d’un pont à poutres en béton armé sans entretoises intermédiaires. Les sections transversales en T renvoient aux poutres principales composant le pont.

Les différentes variables dans la Figure 3-7 sont définies comme suit :

- L_r : largeur roulable comprise entre les bordures, elle est confondue avec la largeur chargeable L_{ch} dans le cas d'absence de dispositifs de retenue.
- L_{tr} : largeur du trottoir prise égale à 1.5m.
- L_u : largeur utile (largeur totale du tablier).
- $2b$: largeur active pour Guyon-Massonnet.
- b_0 : espacement entre les poutres.
- b_a : largeur de l'âme d'une poutre.
- h_d : épaisseur de la dalle.
- h_p : hauteur totale d'une poutre.

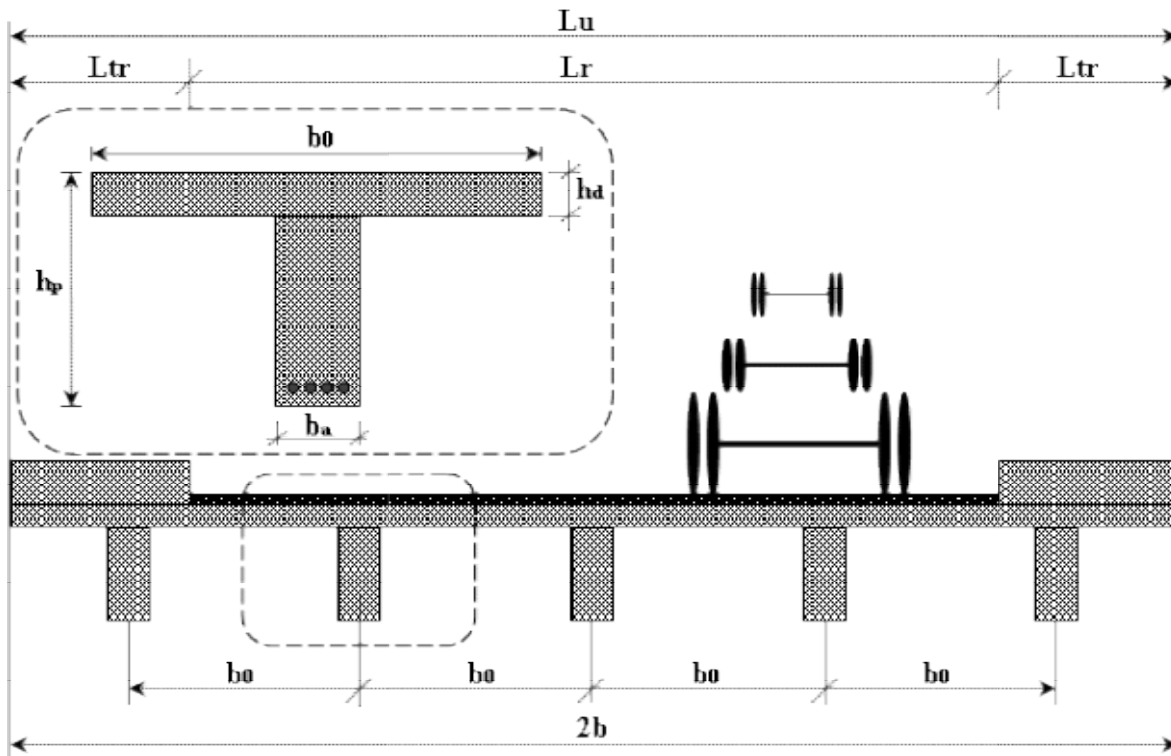


Figure 3-7 – Profil transversal typique d'un pont à poutres en béton armé

Trois autres notions servant à classifier un pont seront utiles à définir :

- Le nombre de voies de circulation N_V est déduit de la largeur chargeable comme suit :

$$N_V = E \left(\frac{L_{ch}}{3} \right) = E \left(\frac{L_r}{3} \right) \quad (3.14)$$

E désigne la partie entière et la largeur doit être en m

- La largeur d'une voie de circulation V est donnée par :

$$V = \frac{L_{ch}}{N_V} = \frac{L_r}{N_V} \quad (3.15)$$

- La classe d’un pont est cherchée en fonction de la largeur roulable comme suit :

Classe	Largeur roulable L_r
1	$L_r > 7m$
2	$5.5m < L_r < 7m$
3	$L_r \leq 5.5m$

Dans notre cas, pour un pont donné, tous les espacements b_0 sont considérés égaux et toutes les poutres sont identiques.

L’étude des sollicitations sur les tabliers des ponts à poutres en béton armé doit être menée dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Normalement les sollicitations globales sont calculées dans le sens longitudinal puis elles sont multipliées par un Coefficient de Répartition Transversal (CRT) qui, dans le cas des poutres sans entretoises intermédiaires, est calculé par la méthode de Guyon-Massonnet basée sur un modèle de grillage de poutres.

3.5.1 – Sollicitations dans les poutres principales

Les poutres principales sont soumises à deux types de chargement, la charge permanente et la charge due au trafic routier. Ces actions fournies par l’Eurocode 1 et le fascicule 61 du règlement français seront adoptées dans notre calcul.

Les sollicitations (moment fléchissant ou effort tranchants) sont ensuite calculées à l’état limite ultime dans la section la plus critique de la poutre (normalement au centre de la travée pour le moment fléchissant dans le cas d’une poutre simplement appuyée).

Pour tenir compte de la répartition transversale du chargement, pour chaque pont les coefficients de répartition transversale sont calculés pour une poutre centrale et une poutre de rive.

3.5.2 – Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de l’ouvrage G_{pp} , le revêtement d’étanchéité et les éléments non structuraux G_{sstru} , comme fournies par l’Eurocode 1 [35], elles sont regroupées dans le Tableau 3-2.

Le poids propre par ml d’une poutre vaut :

$$G_{pp} = \gamma_{béton}[KN/m^3] \times (b_a(h_p - h_d) + b_0h_d)[m^2] \quad (3.16)$$

La charge permanente est calculée par ml et sera distribuée transversalement d’une manière égale.

$$G_{total} = G_{pp} + G_{sstru} \quad (3.17)$$

Tableau 3-2–Charges dues à la superstructure

	Poids (KN/m3)	Epaisseur (m)	Largeur (m)	Valeur nominale (KN/ml)	Coefficient
Revêtement étanchéité					
Béton Bitumineux	22	0.07	Lr	$1.54 Lr$	1.4
Etanchéité	22	0.03	$2b$	$1.32b$	1.2
Béton sous BN4 ×2	25	0.41	0.55	11.275	1.2
Béton trottoir ×2	25	0.41	1.5	30.75	1.2
Réservations réseaux fourreaux				-8.9	1.2
Eléments non structuraux					
Corniche métallique ×2				1.6	1
BN4 ×2				1.3	1

3.5.3 – Charges sur les trottoirs

Pour le calcul des poutres principales, un système général qui comprend une charge uniformément répartie est appliqué transversalement sur l’un des deux ou les deux trottoirs et longitudinalement sur une longueur de manière à produire l’effet le plus défavorable :

$$q_{tr} = 0.15t/m^2 = 1.5KN/m^2 \quad (3.18)$$

3.5.4 – Charges routières

Les charges routières sont adoptées conformément au fascicule 61 du règlement français [36]. Ce dernier définit des charges routières normales classées sous deux systèmes A et B, des charges à caractère particulier du type militaire et exceptionnel en plus des charges sur les trottoirs. Les charges à caractère particulier ne sont à prendre en compte que pour les itinéraires classés à ce faire. Ainsi, seules les charges A et B en plus des charges sur les trottoirs sont prises en compte dans notre cas.

3.5.4.1– Système de charge A

C’est une charge uniformément répartie dont la valeur dépend de la longueur chargée de la travée. Elle modélise le cas où il y a une réduction de la fluidité de la circulation suite à un embouteillage ou un stationnement de véhicules sur le pont, elle est donnée par la formule suivante :

$$A_L [KN/m^2] = 2.3 + \frac{360}{L + 12} \quad (3.19)$$

Deux coefficients de correction a_1 et a_2 sont appliquées à cette charge selon la classe du pont, le nombre et la largeur d'une voie ; dans notre cas le nombre maximal de voies est fixé à 3.

Tableau 3-3– Valeurs du coefficient a_1

Nombre de voies chargées		1	2	3
Classe du pont	1 ^{ère}	1	1	0.9
	2 ^{ème}	1	0.9	---
	3 ^{ème}	0.9	0.8	---

Après multiplication de A_L par le coefficient a_1 il faut que :

$$A_1 = \text{Sup}(a_1 \times A_L ; 4 - 0.002L) \quad (3.20)$$

A_1 est ensuite multiplié par le coefficient a_2 , avec $a_2 = V_0/V$, V étant la largeur d'une voie

Tableau 3-4–Valeurs de V_0

Classe du pont	1 ^{ère}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
$V_0 [m]$	3.5	3	2.75

3.5.4.2– Système de charge B

Il existe trois types de ce système de charge, B_c composé de camions type, B_t composé d'essieux tandems et B_r formé d'une roue isolée. Ces convois étant mobiles, seront multipliés par un coefficient de majoration dynamique δ . Notons que seul le convoi B_c a été vérifié dans notre cas. Le convoi B_c est formé d'une ou plusieurs files d'un camion type ayant 300KN comme poids totale à condition qu'il y ait au plus deux camions par file dans le sens longitudinal, le nombre de files dépend du nombre de voies et est choisi de manière à produire l'effet le plus défavorable sur le pont.

Les valeurs des charges du système B_c sont multipliées par un coefficient correcteur b_c , selon la classe du pont et le nombre de files de camions.

Tableau 3-5–Valeurs du coefficient b_c pour le système B_c

Nombre de files de camions		1	2	3
Classe du pont	1 ^{ère}	1.2	1.1	0.95
	2 ^{ème}	1	1	---
	3 ^{ème}	1	0.8	---

La charge B_c doit être aussi multipliée par le coefficient de majoration dynamique δ_B :

$$\delta_B = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{G}{S}} \quad (3.21)$$

où G est le poids total de cette travée et S est le poids total le plus élevé du système B_c qui peut être placé sur la travée.

La vue en plan et le profil longitudinal du convoi B_c sont donnés par les figures suivantes :

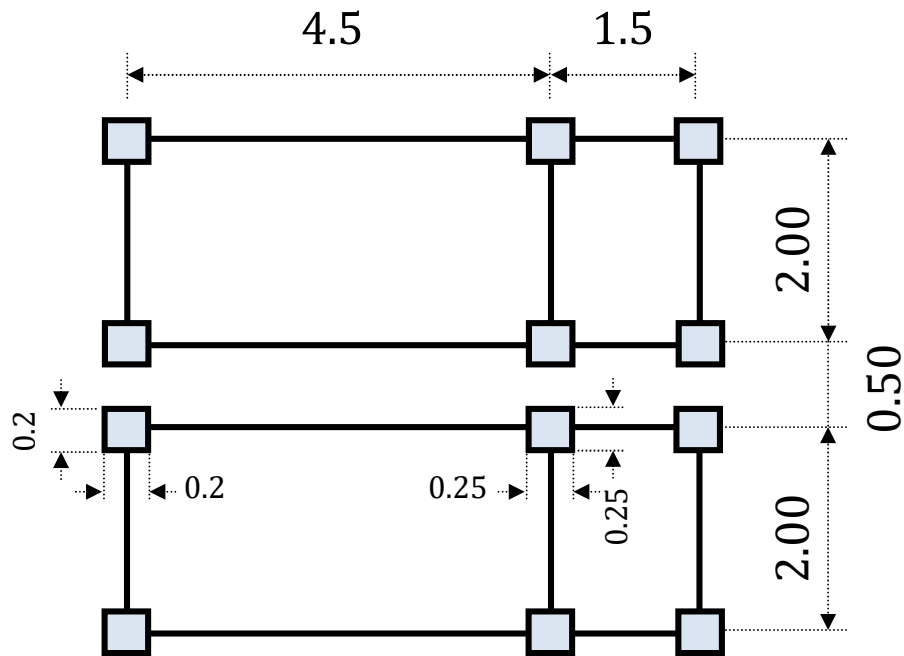


Figure 3-8 – Vue en plan du système B_c (deux files)

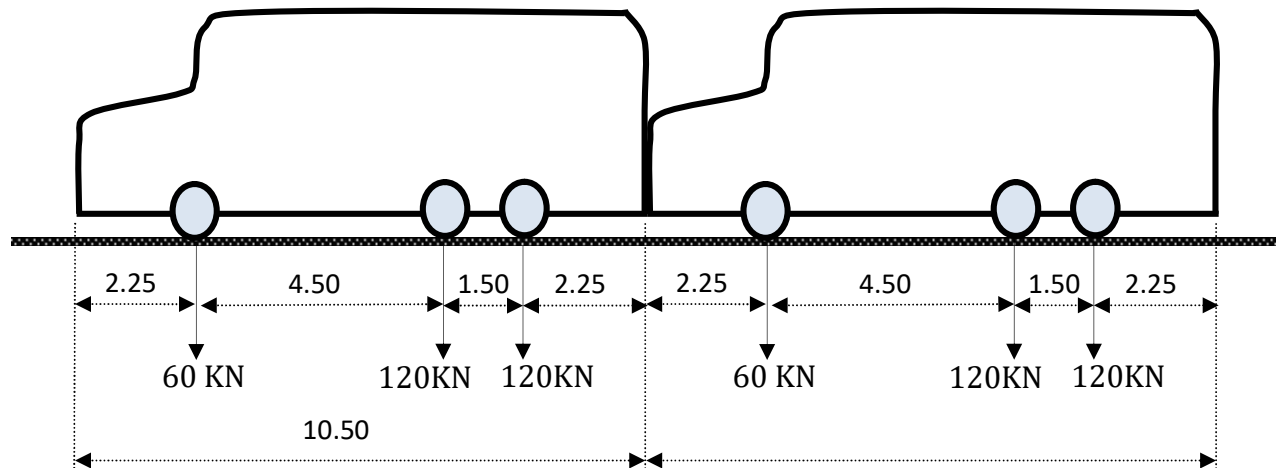


Figure 3-9 – Profil longitudinal du système B_c (les dimensions sont en m)

3.5.5 – Méthode de Guyon-Massonnet

Les tabliers des ponts peuvent être modélisés par des plaques rectangulaires, par suite les sollicitations peuvent être calculées en se basant sur l'équation différentielle suivante de la théorie des plaques :

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = - \frac{p(x, y)}{D} \quad (3.22)$$

Dans l'équation (3.22), w désigne la flèche, p la densité superficielle de charge et D la rigidité à la flexion de la plaque.

Cependant, la résolution analytique de cette équation n'est pas simple surtout pour les structures complexes. D'autre part le recours aux méthodes numériques des éléments finis comme substitut aux méthodes analytiques devient compliqué de plus en plus que le maillage est fin, et cela fait l'objet de logiciels complexes. Pour cela la méthode de Guyon-Massonnet développée par Guyon en 1946 et complétée par Massonnet en 1950 pour inclure l'effet de la torsion[37], offre une solution plus pratique pour le calcul des sollicitations, permettant ainsi un prédimensionnement simple des structures à poutres ou dalles, basé sur des coefficients de répartition. Cette méthode a été numérisée sur Matlab.

3.5.5.1 – Principe de la méthode

La structure réelle discontinue est remplacée par une structure fictive continue ayant pour rigidités en flexion et en torsion dans les sens longitudinal et transversal les valeurs moyennes de celles de la structure réelle [38]. On obtient ainsi une dalle orthotrope qui permet de résoudre l'équation (3.22) en se basant sur l'équilibre d'un petit élément (dx, dy) autour d'un nœud soumis à la charge $P = p dx dy$. On aura donc l'équation (3.24) qui peut être résolue en développant la charge en série de Fourier dans le sens de l'axe ox avec les approximations suivantes :

1. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0, normalement il vaut environ 0.15 pour le béton. Par suite le module d'élasticité transversal $G = E/2$.
2. Les charges sont réduites au premier terme de leur développement en série de Fourier :

$$p(x) = p_1 \sin \frac{\pi x}{L} \quad (3.23)$$

avec p_1 constante dans le cas d'une charge linéaire répartie selon l'axe du pont.

$$\rho_p \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \rho_E \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = - \frac{p(x, y)}{D} \quad (3.24)$$

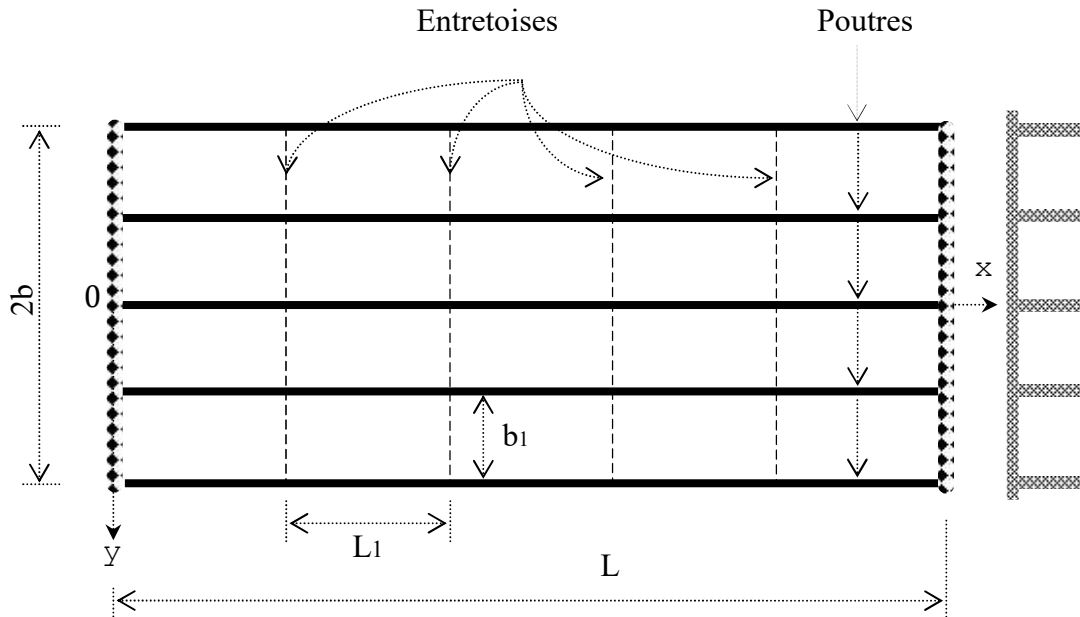


Figure 3-10 – Pavage du tablier selon Guyon-Massonnet

La déformée prend alors la forme :

$$w(x, y) = w(y) \sin \frac{\pi x}{L} \quad (3.25)$$

Dans le cas où la charge p au lieu d'être répartie sur une ligne, est uniformément répartie sur toute la largeur $2b$, elle produit une déformée cylindrique :

$$w_m(x, y) = w_m \sin \frac{\pi x}{L} \quad (3.26)$$

Le coefficient de répartition transversal est défini comme étant le rapport entre les deux déformées :

$$K(y) = \frac{w(y)}{w_m} \quad (3.27)$$

Les valeurs de k ont été tabulées par Massonnet pour les positions relatives $e/b = 0; 0.25; 0.5; 0.75$ et 1 , en fonction de l'excentricité ou l'ordonnée relative de la charge e/b , du paramètre d'entretoisement θ et du paramètre de torsion α qui vaut 1 pour les dalles isotropes. Pour les valeurs intermédiaires, trois interpolations sont donc à faire.

Ainsi pour l'interpolation de k , il faut d'abord calculer les deux paramètres fondamentaux α et θ qui dépendent des rigidités présentées dans le Tableau 3-6.

Tableau 3-6–Rigidités des poutres et des entretoises

	Inertie		Rigidité	
	flexion	torsion	flexion	torsion
Poutre	I_P	K_P	$\rho_P = \frac{E \cdot I_P}{b_1}$	$\gamma_P = \frac{G \cdot K_P}{b_1} = \frac{E \cdot K_P}{2b_1}$
Entretoise	I_E	K_E	$\rho_E = \frac{E \cdot I_E}{L_1}$	$\gamma_E = \frac{G \cdot K_E}{L_1} = \frac{E \cdot K_E}{2L_1}$

Par suite les paramètres d’entretoisement ou de flexion θ et de torsion α sont donnés par :

$$\begin{cases} \theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \\ \alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}} \end{cases} \quad (3.28)$$

Dans le cas d’un pont sans entretoises intermédiaires, la méthode reste toujours applicable et le hourdis (la table) joue le rôle d’entretoise, le calcul de ρ_E et γ_E se fait alors par ml, on aura donc $\rho_E = \gamma_E = E h_d^3 / 12$.

Le coefficient de répartition transversal CRT est donné par :

$$\eta = \frac{K}{n} \quad (3.29)$$

avec n le nombre de poutres principales.

Le moment longitudinal selon l’axe $o \times$ sera calculé comme suit :

$$M_x(x, y) = \sum_i M_x(x) \eta_i(e_i, y) \quad (3.30)$$

Pour une poutre donnée d’ordonnée y il faut donc chercher la ligne d’influence de K en fonction de l’excentricité e tout au long de la largeur chargeable, pour ensuite sélectionner les valeurs de K ayant une excentricité au droit des charges actuelles.

3.5.5.2– Numérisation de la méthode de Guyon-Massonnet

L’interpolation manuelle des valeurs de K pour le calcul des CRT des différentes poutres en se basant sur les tableaux de Massonnet n’est pas toujours pratique surtout dans le cas d’un nombre important de poutres et de ponts, pour cela le coefficient K est calculé en se basant sur les formules numériques en fonction de K_0 et K_1 pour $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$ respectivement [38].

$$K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha} \quad (3.31)$$

$$K_0 = 2b \frac{1}{\sinh^2 2\lambda b - \sin^2 2\lambda b} [a'A + b'(B_1 + B_2)] \quad (3.32)$$

$$K_1 = \frac{\sigma}{2 \sinh^2 \sigma} [C - D + E + F] \quad (3.33)$$

Les valeurs des différents paramètres des équations (3.32) et (3.33) sont données dans [38].

Ainsi, on a numérisé la méthode sur Matlab sous quatre fonctions principales :

1. Une fonction « param_fond » pour le calcul des paramètres fondamentaux α et θ définis dans l'équation (3.27), et des rigidités définies dans le Tableau 3-6, cette fonction nécessite l'entrée des différentes dimensions de la section de la poutre et de l'inertie.
2. Une fonction « coefficient_K » qui pour un pont de dimensions données, permet de calculer le coefficient K défini dans l'équation (3.29) pour n'importe quelle poutre d'ordonnée y et quel que soit l'excentricité e de la charge sur la largeur transversale du pont, ces données devront être introduits en plus des paramètres fondamentaux cherchés par la première fonction.
3. Une fonction « CRT_Al_qtr » renvoie les coefficients de distribution transversale résultant de l'emplacement le plus défavorable des charges A_L et des charges de trottoirs sur les différentes voies de la chaussée.
4. Une fonction « CRT_Bc » renvoie le coefficient de distribution transversale résultant de l'emplacement le plus défavorable de la charge B_c sur la chaussée et du nombre de files de camions B_c qui produit l'effet le plus critique.

Ces coefficients sont ensuite multipliés par les moments longitudinaux relatifs aux charges A_L , B_c et q_{tr} , définies dans les paragraphes précédents et le plus grand moment résultant est sélectionné pour le dimensionnement.

3.5.6 – Application de la méthode de calcul sur un pont de la famille

Considérons le pont à 5 poutres identiques sans entretoises dont la section transversal est similaire à celle de la Figure 3-7, ayant $2b = 12.5m$, $L_r = 9.5m$ et de longueur $L = 12m$, le nombre de voies est égale à 3 et la distance entre les poutres $b_0 = 2.5m$, les dimensions d'une section de poutre sont $b_a = 0.4m$, $h_d = 0.16m$ et $h_p = 0.84m$.

Les calculs des CRT sont faits pour une poutre centrale et une poutre de rive, les coefficients admis sont ceux qui donnent les effets les plus défavorables après plusieurs scénarios de chargement, et toutes les poutres seront ferrillées de la même façon.

Notons que le pont comprend deux trottoirs chacun de largeur 1.5 m et la distance transversale entre deux convois B_c est fixée à 50 cm.

3.5.6.1– Calcul des CRT pour la poutre de rive droite

Les positions les plus critiques des charges pour le calcul des CRT de la poutre de rive droite illustrées dans la Figure 3-11 sont détaillées dans le Tableau 3-7 dans l’ordre de haut en bas.

Tableau 3-7–Charges critiques pour la poutre de rive droite

Position	Scénario de chargement	Coefficient K
1	Deux trottoirs chargés	$\frac{\text{Surface sous la Li de K au droit de la largeur chargée}}{L_{tr}}$
2	Une voie de droite chargée de A_L	$\frac{\text{Surface sous la Li de K au droit de la largeur chargée}}{V}$
3	Deux voies de droite chargées de A_L	$\frac{\text{Surface sous la Li de K au droit de la largeur chargée}}{2V}$
4	Les trois voies chargées de A_L	$\frac{\text{Surface sous la Li de K au droit de la largeur chargée}}{3V}$
5	Trois files de B_c à 25 cm du trottoir droite	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^6 K_i$, avec K_i au droit des 6 essieux B_c
6	Deux files de B_c à 25 cm du trottoir droite	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^4 K_i$, avec K_i au droit des 4 essieux B_c
7	Une file de B_c à 25 cm du trottoir droite	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 K_i$, avec K_i au droit des 2 essieux B_c

Les valeurs maximales des CRT pour chaque système de chargement obtenues sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 3-8–Résumé des CRT pour la poutre de rive

Charge	CRT maximal	Cas le plus défavorable
A_L	0.2184	2 voies chargées
q_{tr}	0.7246	2 trottoirs chargés
B_c	0.5533	2 files de B_c

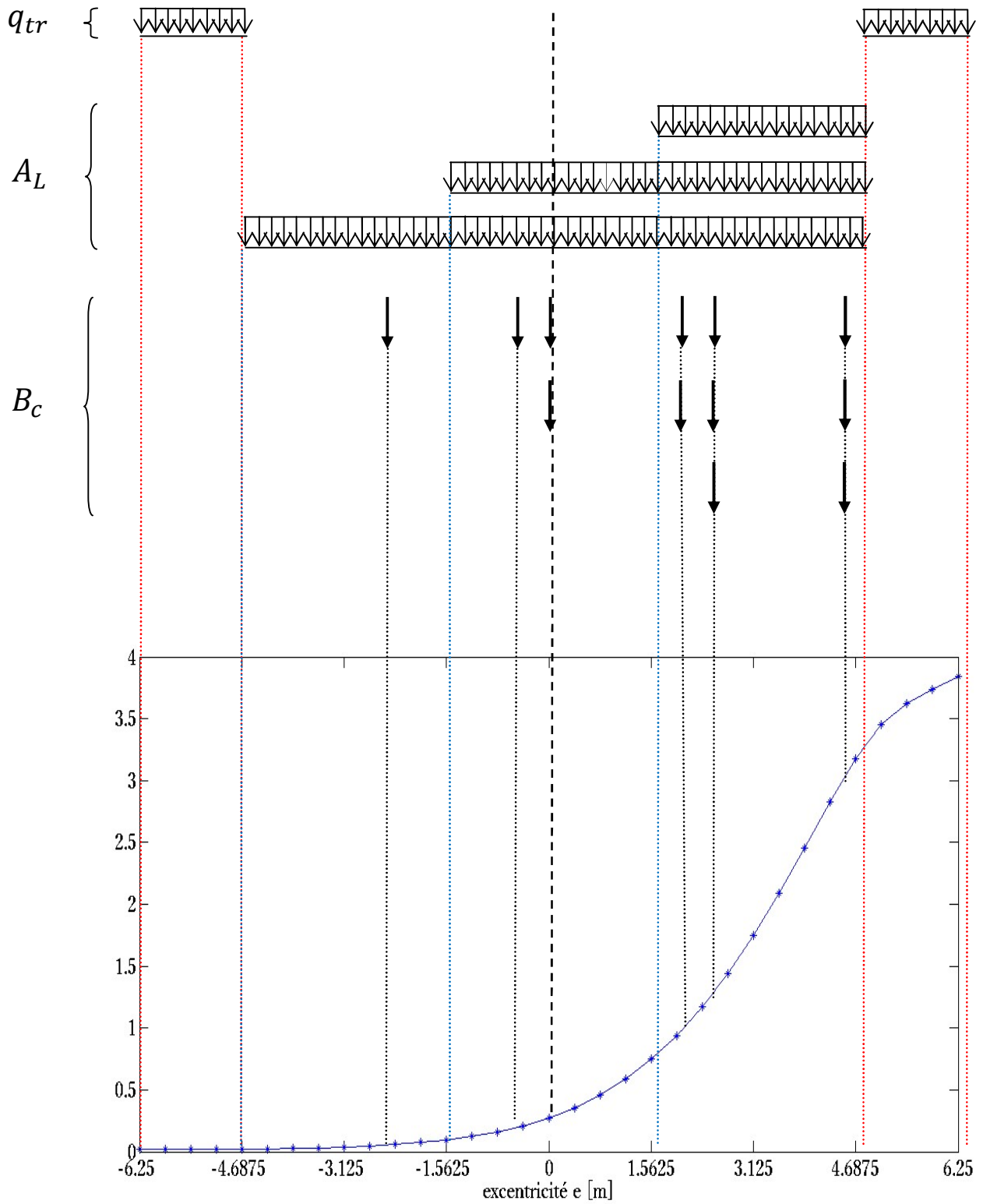


Figure 3-11 – Ligne d'influence de K pour la poutre de rive droite avec 7 scénarios de chargement

3.5.6.2– Calcul des CRT pour la poutre centrale

Les positions les plus critiques des charges pour le calcul des CRT de la poutre centrale illustrées dans la Figure 3-12 sont détaillées dans le Tableau 3-9 dans l'ordre de haut en bas.

Tableau 3-9–Positions critiques des charges pour la poutre centrale

Position	Scénario de chargement	Coefficient K
1	Deux trottoirs chargés	Surface sous la Li de K au droit de la largeur chargée L_{tr}
2	Une voie centrale chargée de A_L	Surface sous la Li de K au droit de la largeur chargée V
3	Deux voies centrales chargées de A_L	Surface sous la Li de K au droit de la largeur chargée $2V$
4	Les trois voies chargées de A_L	Surface sous la Li de K au droit de la largeur chargée $3V$
5	Trois files de B_c symétriques % à l'axe central	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^6 K_i$, avec K_i au droit des 6 essieux B_c
6	Trois files de B_c dont une roue placée sur l'axe central	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^6 K_i$, avec K_i au droit des 6 essieux B_c
7	Deux files de B_c symétriques % à l'axe central	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^4 K_i$, avec K_i au droit des 4 essieux B_c
8	Deux files de B_c dont une roue placée sur l'axe central	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^4 K_i$, avec K_i au droit des 4 essieux B_c
9	Une file de B_c symétrique % à l'axe central	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 K_i$, avec K_i au droit des 2 essieux B_c
10	Une file de B_c dont une roue placée sur l'axe central	$\frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 K_i$, avec K_i au droit des 2 essieux B_c

Les valeurs maximales des CRT pour chaque système de chargement obtenues sont regroupées dans le Tableau 3-10.

Tableau 3-10–Résumé des CRT pour la poutre centrale

Charge	CRT maximal	Cas le plus défavorable
A_L	0.2507	3 voies chargées
q_{tr}	0.0787	2 trottoirs chargés
B_c	0.8626	3 files de B_c

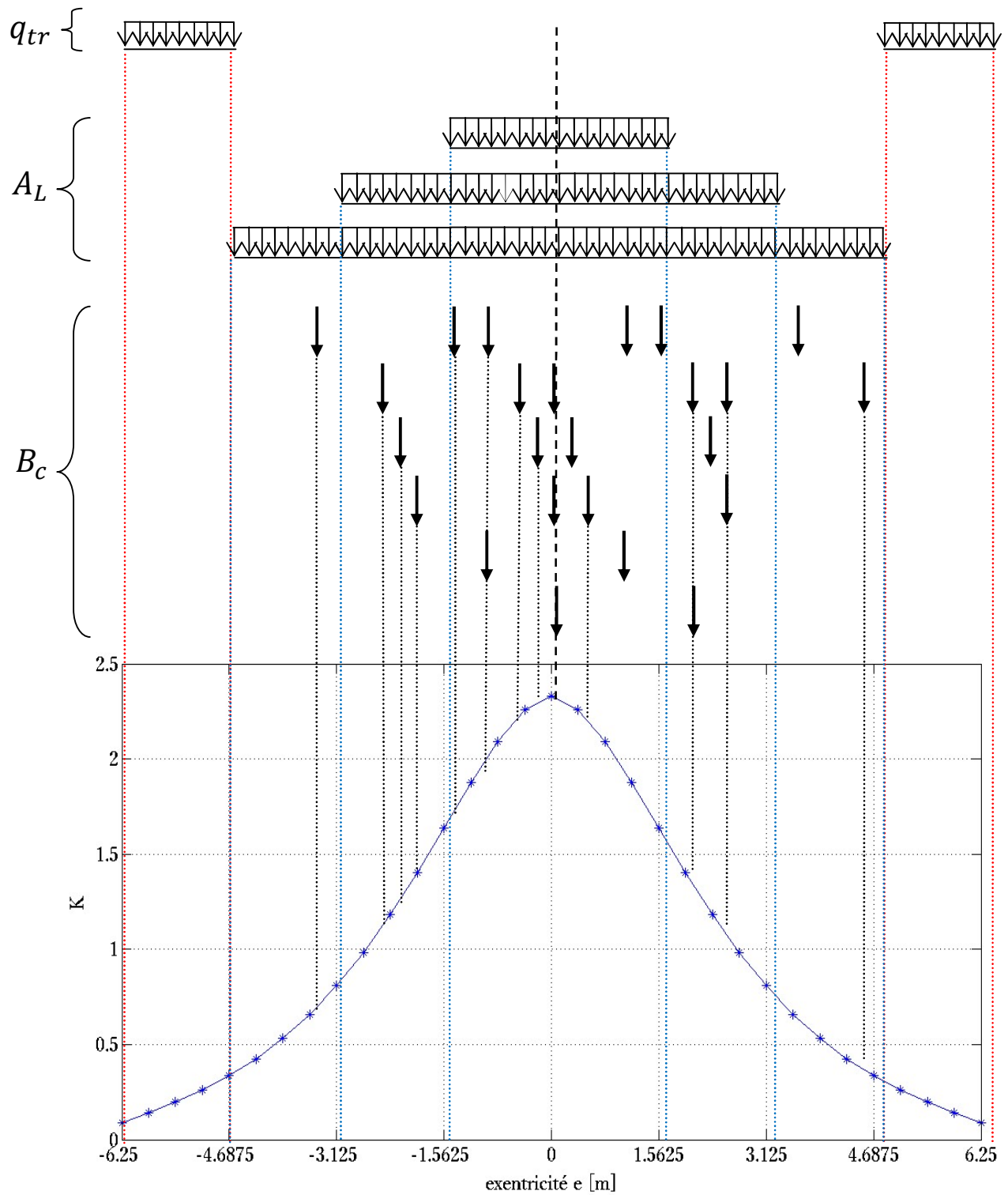


Figure 3-12 – Ligne d'influence de K pour la poutre centrale avec 10 scénarios de chargement

3.5.7 – Calcul dans le sens longitudinal

Dans le cas de la charge A_L le cas le plus défavorable revient à charger toute la longueur de la poutre et le moment maximal peut être calculé en utilisant le diagramme de moment au centre de la travée, cependant dans le cas de la charge B_c il y a plusieurs dispositions possibles du convoi sur la travée, ainsi le moment peut être calculé en utilisant les lignes d'influence et le choix de la section critique peut être déterminé en utilisant le théorème de Barré.

3.5.7.1 – Ligne d'influence

Pour une section donnée à une position x sur la longueur d'une poutre, la ligne d'influence d'un certain effort (moment fléchissant ou effort tranchant) permet de calculer la valeur de cet effort dans la section considérée quel que soit la position de la charge tout au long de la poutre en multipliant la valeur de cette charge par l'ordonnée de la ligne d'influence à son droit.

Ce principe est utilisé dans notre cas pour calculer le moment fléchissant dans la section la plus critique. Les ponts considérés sont de courte à moyenne travée ayant des poutres principales sur appuis simples. La ligne d'influence du moment fléchissant pour une section d'abscisse x sur l'axe de la poutre est donnée par la Figure 3-13.

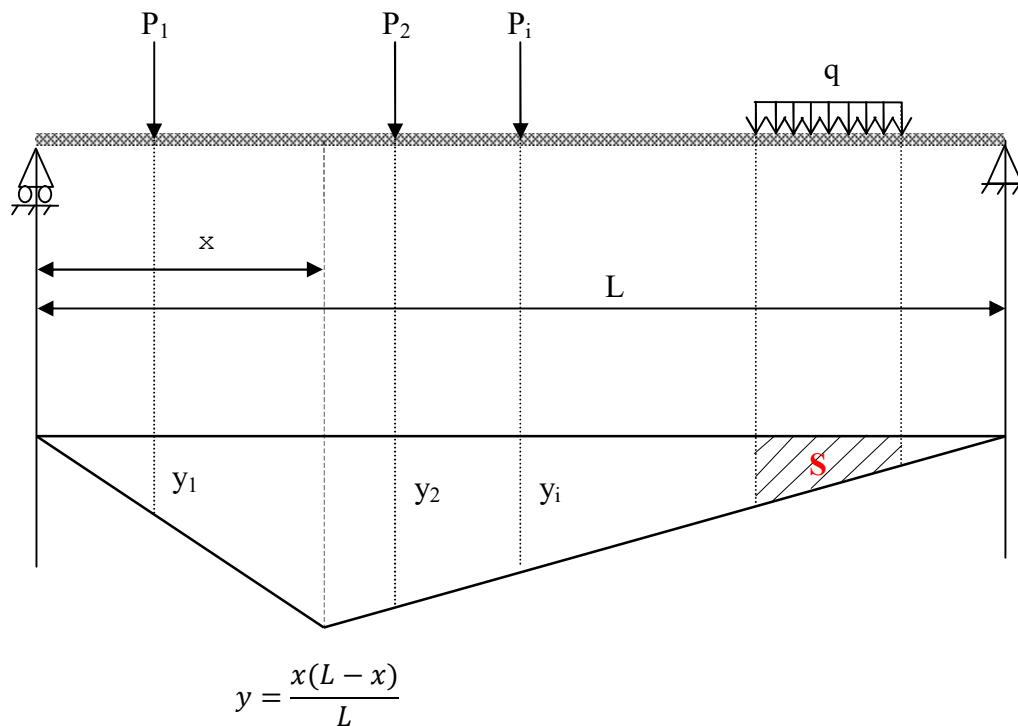


Figure 3-13 – Ligne d'influence du moment fléchissant M_x pour une section x

Ainsi le moment fléchissant dans la section x peut être calculé comme suit :

$$M_x = \sum P_i y_i + qS \quad (3.34)$$

avec y_i les ordonnées sur la ligne d’influence des charges P_i , et S l’aire de la surface sous la ligne d’influence au droit de la charge répartie q .

3.5.7.2– Théorème de Barré

Le moment est maximum au droit d’un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale des charges du convoi sont placés de manière symétrique par rapport à l’axe de la poutre.

En se basant sur ce théorème et suivant la longueur de la poutre, plusieurs dispositions du convoi B_c ont été essayées avec un nombre de camions qui dépend de la longueur, par exemple pour le pont considéré de longueur $12m$, un seul camion B_c est placé sur la travée avec une distance entre le premier essieu arrière et le centre de la travée calculée selon le théorème de Barré.

3.5.7.3– Calcul de la section d’acier A_s

Après avoir calculé les moments les plus défavorables dus aux charges permanentes et routières, la section d’acier est calculée selon le paragraphe 3.4.3 –, pour l’exemple de pont considéré $A_s = 6039 \text{ mm}^2$ qui correspond à 6 barres d’acier longitudinales dans la zone tendue de diamètre 35 mm chacune environ.

3.6 – RECAPITULATIF DE LA FAMILLE DES PONTS

Le tableau suivant présente les 21 ponts conçus, avec les dimensions des sections des poutres principales et les sections d’aciers tendus A_s . Les différents paramètres cités dans le tableau sont déjà définis dans le paragraphe 3.5 –.

Tableau 3-11–Caractéristiques générales des ponts

Pont	Travée [m]	L_u [m]	L_r [m]	N_V	N poutres	b_0 [m]	b_a [m]	h_d [m]	h_p [m]	A_s [mm^2]
L8w9.5G5	8	9.5	6.5	2	5	1.9	0.2	0.16	0.80	3277
L8w9.5G6	8	9.5	6.5	2	6	1.58	0.2	0.16	0.80	2039
L8w12.5G6	8	12.5	9.5	3	6	2.08	0.3	0.16	0.80	2458
L12w9.5G4	12	9.5	6.5	2	4	2.38	0.3	0.16	1.10	4026
L12w12.5G4	12	12.5	9.5	3	4	3.13	0.4	0.16	0.95	4916

<i>L12w9.5G5</i>	12	9.5	6.5	2	5	1.90	0.3	0.16	0.94	4026
<i>L12w12.5G5</i>	12	12.5	9.5	3	5	2.50	0.4	0.16	0.84	6039
<i>L12w9.5G6</i>	12	9.5	6.5	2	6	1.58	0.2	0.16	0.90	3871
<i>L12w12.5G6</i>	12	12.5	9.5	3	6	2.08	0.3	0.16	0.85	4026
<i>L16w9.5G4</i>	16	9.5	6.5	2	4	2.38	0.3	0.16	1.21	6039
<i>L16w12.5G4</i>	16	12.5	9.5	3	4	3.13	0.4	0.16	1.26	6039
<i>L16w9.5G5</i>	16	9.5	6.5	2	5	1.90	0.25	0.16	1.03	6039
<i>L16w12.5G5</i>	16	12.5	9.5	3	5	2.50	0.3	0.16	1.13	6039
<i>L16w9.5G6</i>	16	9.5	6.5	2	6	1.58	0.3	0.16	0.93	6039
<i>L16w12.5G6</i>	16	12.5	9.5	3	6	2.08	0.3	0.16	1.08	5032
<i>L20w9.5G4</i>	20	9.5	6.5	2	4	2.38	0.3	0.16	1.43	8052
<i>L20w12.5G4</i>	20	12.5	9.5	3	4	3.13	0.4	0.16	1.43	8052
<i>L20w9.5G5</i>	20	9.5	6.5	2	5	1.90	0.3	0.16	1.33	6039
<i>L20w12.5G5</i>	20	12.5	9.5	3	5	2.50	0.3	0.16	1.33	8052
<i>L20w9.5G6</i>	20	9.5	6.5	2	6	1.58	0.3	0.16	1.20	6039
<i>L20w12.5G6</i>	20	12.5	9.5	3	6	2.08	0.3	0.16	1.20	6039

CHAPITRE 4 ETUDE FIABILISTE DE LA FAMILLE DES PONTS

4.1 – INTRODUCTION

L'évaluation de performance de toute structure nécessite l'estimation de la résistance vis-à-vis de l'effet des sollicitations. En raison de la grande variabilité des paramètres impliqués dans l'évaluation, la théorie de la fiabilité est utilisée pour déterminer la mesure probabiliste de la performance d'une structure.

L'ingénierie de fiabilité est un domaine relativement récent; il apparaît comme une discipline indépendante dans les années 1950 et concerne plusieurs domaines de l'ingénierie. Au début, il s'est focalisé sur la fiabilité des machines et des équipements électroniques afin d'estimer leur probabilité de défaillance, puis commence progressivement à avoir des applications dans des domaines plus larges. Ainsi, l'évaluation de la fiabilité des logiciels est maintenant la principale source des analyses fiabilistes en raison de leur utilisation de plus en plus croissante [39]. Le concept de fiabilité est également transmis au domaine de calcul et d'évaluation des structures en génie civil car il convient bien aux incertitudes existant dans la plupart des branches de ce domaine. Cette théorie devient plus susceptible d'être appliquée à la fin des années 1970 grâce au travail pionnier de Cornell, Lind et Ang[40]. L'analyse fiabiliste est désormais le niveau d'évaluation le plus sophistiqué des ponts routiers[14].

Durant les dernières années, il y a eu de nombreuses publications portant sur l'évaluation au cours du temps de la fiabilité des ponts routiers. L'évolution avec le temps de la résistance structurale des ponts en béton armé est évaluée dans la plupart des cas en considérant l'influence de la corrosion sur l'acier de ferrailage qui provoque une perte dans la résistance à la flexion[41], [42], [43], [44], [17]. La nature stochastique du chargement du trafic est également impliquée dans certaines études visant à définir un modèle de chargement raisonnable, mais en supposant un processus de charge stationnaire sans tenir compte de la variabilité dans le temps de l'intensité et de la fréquence de charge[20], [45]. Dans ce travail, la corrosion par chlorures est introduite dans l'étude fiabiliste, mais aussi l'effet au cours du temps du fluage et du retrait du béton en considérant les deux états limites de service et ultime. Le modèle de trafic considéré est basé sur des données de pesage en marche de quelques sites en Europe.

Cette étude concerne une famille de 21 ponts routiers en béton armé déjà présentés dans le chapitre précédent. L'influence des différents paramètres comme la longueur, la largeur, le nombre de poutres,... sur la probabilité de défaillance est étudiée, cette dernière est calculée tous les cinq ans pour chaque pont en utilisant la méthode de FORM.

Un code élément finis probabiliste est développé sous Matlab où les données de pesage en marche sont intégrées dans l'analyse. Les véhicules traversant les ponts sont représentés par plusieurs variables aléatoires comme le poids total, le poids de chaque essieu, la distance entre les véhicules,...

4.2 – THEORIE DE FIABILITE

4.2.1 – Présentation de la théorie

La grande variabilité des paramètres régissant les structures en génie civil impose une étude probabiliste basée sur la **théorie de fiabilité** :

Chaque scénario de défaillance est modélisé par une fonction de performance $G(X)$ tel que X est un vecteur de variables aléatoires, par ex X_i : paramètre de corrosion, variables de chargement, variables de résistance,...

La fonction de performance $G(X)$ décrit un état quelconque de la structure et le compare à un état limite possible, par exemple, pour une section en béton armé la forme générique de $G(X)$ est donnée par l'équation suivante :

$$G(X) = R(t) - S(t) \quad (4.1)$$

$R(t)$ c'est la fonction aléatoire de résistance de la section, donc comportant les variables aléatoires décrivant la géométrie de la section et les propriétés des matériaux et $S(t)$ c'est la fonction aléatoire des forces appliquées à la section. [46]

Ce critère est fonction des paramètres du modèle et il implique une séparation de l'espace en deux zones : La zone de fiabilité et la zone de défaillance. La frontière entre ces deux sous espaces est une hyper surface d'équation $G(X)$, elle est appelée surface d'état limite ou surface de défaillance (Figure 4-1).

La probabilité que $G(X) < 0$, $P(G(X) < 0)$ correspond donc à la probabilité de défaillance de la section P_F . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$P_F = \iiint f_x(x) dx \quad (4.2)$$

C'est une intégrale sur le domaine de défaillance D de la loi de densité des variables X .

La solution analytique de l'intégrale est complexe voire impossible à cause de la présence d'un grand nombre de variables dans les fonctions de performance. La méthode de Monte Carlo peut être utilisée pour générer un grand nombre de variables dont les distributions statistiques sont connues. Pour chaque gamme de variables, on calcule la fonction de performance G et après on compte le nombre de cas où G est négatif par rapport au nombre total de simulations, on obtient ainsi la probabilité de défaillance [47].

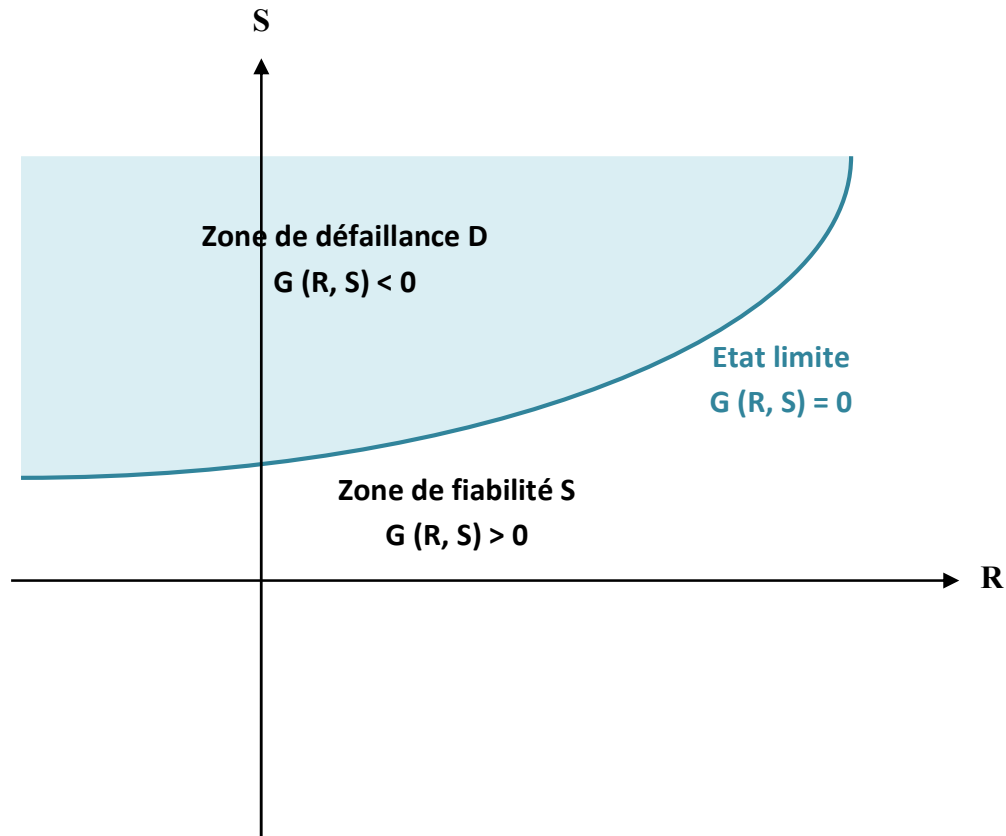


Figure 4-1 – Schéma illustrant la théorie de fiabilité

On utilise en pratique des méthodes numériques de FORM et SORM (*First and second order reliability methods*) pour le calcul de l'intégrale et la recherche de la probabilité de défaillance. Par suite cette dernière sera calculée en passant par trois étapes :

- 1) Premièrement une transformation iso-probabiliste est nécessaire pour passer de l'espace physique des variables $\{X\}$ à un espace de variables normales centrées réduites $\{U\}$:

$$G(\{X\}) \rightarrow \mathcal{G}(\{U\})$$

- 2) On obtient donc un espace normé, la distance minimale entre l'origine de cet espace normé et la surface d'état limite dans l'espace de variables normalisées correspond à l'indice de fiabilité " β " qu'on cherche à déterminer :

$$\beta = \min \left(\sum_{i=1}^n u_i^2 \right)^{1/2} \quad (4.3)$$

- 3) La probabilité de défaillance est déduite de l'indice de fiabilité, à l'aide d'une approximation de premier ordre selon la méthode de FORM :

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.4)$$

L'indice de fiabilité est comparé à un seuil précis à partir duquel on peut prévoir le risque de défaillance.

4.2.2 – Logiciels de calculs de fiabilité

Le calcul de l'indice de fiabilité a été numérisé et plusieurs logiciels ont été développés à ce sujet, quelques-uns sont présentés dans ce paragraphe.

Un logiciel spécifique pour les calculs de fiabilité au cours du temps et qui pourrait servir pour le calcul de cette probabilité a été développé à l'université de Colorado «RELTSYS» (Reliability of Time-Variant Systems) [48].

Un autre outil de calcul développé sous Matlab sous le nom «ReliabTbx» dans l'unité Sécurité et Durabilité des Ouvrages de l'IFSTTAR permet aussi de mener des calculs en fiabilité et permet de chercher l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance [49].

«CalREL» est aussi un logiciel d'analyse de la fiabilité des structures. Il peut être utilisé d'une manière indépendante ou bien couplé à d'autres programmes d'analyse structurelle. Les critères de défaillance structurels sont définis en termes d'une ou plusieurs fonctions de l'état-limite et les spécifications seront introduites dans des sous-programmes définis par l'utilisateur [50].

Dans ce travail un outil de calcul dédié au calcul de fiabilité selon la méthode de FORM et développé sous Matlab nous a servi pour effectuer le calcul en introduisant les lois de distribution des différentes variables et en définissant fonction de performance [51].

4.3 – LA THEORIE DE FIABILITE POUR LA CONCEPTION ET L'EVALUATION DES PONTS ROUTIERS

La théorie de fiabilité a été donc transmise au domaine de l'analyse structurelle en génie civil, le Tableau 4-1 présente quelques-unes des études les plus pertinentes dans la littérature dans le domaine de l'analyse fiabiliste des ponts routiers, classées par ordre chronologique. Les principales étapes suivies dans chaque étude sont résumées sous le titre « faits saillants de l'étude ». Nous avons essayé de citer les différents types d'analyse basés sur la théorie de fiabilité en considérant plusieurs scénarios d'états limites et suivant divers modes de raisonnement.

Tableau 4-1– Résumé des études de fiabilité concernant les ponts

[Ref] (année) Type du pont	Etat limite	Fonction de performance (d'état limite) ou fonction de dégradation	Faits saillants de l'étude
Analyses fiabilistes pour améliorer la conception des ponts			
[52] (2000) Structure métallique élastique avec non linéarité géométrique (GNS) <i>Deux applications:</i> -Treillis	Force axiale dans l'élément treillis	$-g(P, E, R) = AR - q(P, E)$ A : section de l'élément treillis; R : limite d'élasticité de l'élément treillis; $q(P, E)$: force axial dans l'élément treillis	-Considérer la non linéarité géométrique de la structure en se basant sur la méthode des éléments finis décrite dans [53] pour calculer $q(P, E)$, $v_2(P, E)$, T_i , T_j et M_k -Un code informatique RELSYS-FEAP permet d'établir la liaison entre le logiciel d'analyse de fiabilité par système (RELSYS software) et le logiciel élément finis non linéaire (FEAP software) [53] -La structure suspendue est considérée comme un système de 7 nœuds principaux (cross-sections): dans le câble ($i = 1,2,3$), la tige de suspension ($j = 4,5$) et la poutre ($k = 6,7$), une série de sous-systèmes en parallèle est considérée pour l'analyse de fiabilité par système sous trois critères de défaillance; -Considérer l'effet de la corrélation entre les charges appliquées et la corrélation entre les résistances et le comportement des matériaux; -Cette méthode constitue une base pour l'analyse fiabiliste d'une structure complexe présentant une non-linéarité géométrique comme dans le cas des ponts suspendus
	Déplacement vertical	$-g(P, E) = v_a - v_2(P, E)$ v_a : déplacement vertical limite; $v_2(P, E)$: déplacement vertical dans le nœud 2 du membre sous chargement stochastique	
-Structure suspendue	Force axiale (câble, crochet) Moment fléchissant (poutre)	$-g(i) = A_c \sigma_{yi} - T_i$ $-g(j) = A_h \sigma_{yj} - T_j$ $-g(k) = Z_p \sigma_{yk} - M_k$ A_c, A_h : sections transversales du câble et de la tige de suspension respectivement ; σ_y : limite d'élasticité de la section i, j ou k ; T : force axiale dans la section i ou j ; M : moment fléchissant dans la section de la poutre k ; Z_p : module plastique de la section;	
[48] (2012) Pont suspendu avec poutre en treillis <i>Application:</i> Tsing Ma Bridge Hong Kong	Contrainte	$-g(X) = R - S$ R : contrainte maximale admissible (60MPa); S : contrainte fournie par les enregistrements à long terme SHM	-Déduire les pics de contraintes en se basant sur les données SHM pour les déformations; -Utilisation des modèles de probabilité mixtes pour la distribution des pics de contraintes en raison des effets multiples (autoroute, voie ferrée, effet du vent); -Incorporer les distributions des pics de contrainte déduites des données SHM dans l'analyse fiabiliste
[54] (2015) Pont en béton armé <i>Application:</i> Oued MEDILA	Moment fléchissant	$-G(X) = M_R(X) - M_S(X)$ M_R : moment ultime de la poutre; M_S : moment sollicitant en tenant compte de l'interaction sol-structure	-Considération de l'interaction sol-structure avec des fondations élastiques non-linéaires ; -Couplage entre le modèle mécanique développé et le modèle d'analyse fiabiliste

CHAPITRE 4 – ETUDE FIABILISTE DE LA FAMILLE DES PONTS

<p>[45] (2015) Pont à poutre en T en béton armé <i>Application:</i> 8064 ponts conçus (code chinois)</p>	<p>Moment fléchissant</p>	<p>$-Z = R - M_D - M_L - M_I$ R: résistance ultime de la section; M_D: moment due à la charge permanente; M_L: moment due à la charge d'exploitation; M_I: moment d'impact</p>	<p>-Etude paramétrique avec différents longueurs de travée, espaces entre les poutres, classes du béton, classes de l'acier, nombres de voies; -Etude de l'effet de l'indice de fiabilité cible sur le coût de construction</p>
<p><i>Evaluation fiabiliste en fonction du temps</i></p>			
<p>[43] (1997) Pont dalle en béton armé <i>Application:</i> Deux exemples particuliers conçus selon le British standard BD37/88</p>	<p>Effondrement</p>	<p>$-Z = VE_D - W_D$ V: variable liée à l'incertitude du modèle; E_D: énergie dissipée; W_D: travail des forces appliquées</p>	<p>-Méthodologie pour générer le profil fiabiliste en fonction du temps pour les ponts de courte à moyenne travée</p>
	<p>Cisaillement</p>	<p>$-g(.) = Z_2 V_{j,ult} - V_j$ Z_2: variable liée à l'incertitude du modèle; $V_{j,ult}$: résistance ultime en cisaillement; V_j: cisaillement dû aux forces extérieures</p>	
	<p>Largeur des fissures</p>	<p>$-g(.) = w_{max} - z_c w_k$ w_{max}: largeur maximale des fissures; z_c: variable liée à l'incertitude du modèle; w_k: largeur des fissures</p>	
	<p>Déflexion</p>	<p>$-g(.) = d_{max} - z_d d_k$ d_{max}: déflexion maximale admissible; z_d: variable liée à l'incertitude du modèle; d_k: déflexion estimée par une analyse linéaire élastique</p>	
<p>[44] (1998) Pont dalle en béton armé <i>Application:</i> Un pont typique en béton armé</p>	<p>Moment fléchissant</p>	<p>$-g(X) = M_u - M_a$ M_u: moment ultime M_a: moment appliqué</p>	<p>-Modélisation par élément finis non-linéaire ; -Considérer la corrosion généralisée et localisée -Réduction de la force d'adhérence entre le béton et l'acier corrodé</p>
	<p>Déflexion</p>	<p>$-g(X) = \Delta_w - \Delta_{w,lim}$ Δ_w: déflexion sous charge de véhicule; $\Delta_{w,lim}$: déflexion maximale admissible</p>	
<p>[18] (1999) Pont poutre en T en béton armé <i>Application:</i> Colorado Bridge</p>	<p>Moment fléchissant Cisaillement</p>	<p>$-R(t) = R_0 g(t)$ R_0: résistance initiale, cisaillement ou moment; $g(t) = 1 - k_1 \cdot t + k_2 \cdot t^2$ $g(t)$: fonction de dégradation de la résistance en fonction de deux variables stochastiques k_1 and k_2</p>	<p>-Analyse de fiabilité par système avec différents modèles de systèmes (série-parallèle) -Redistribution du chargement après la rupture d'un élément en utilisant la méthode des grillages</p>

<p>[55] (2008) Pont treillis de longue travée <i>Application:</i> Le plus long pont-cantilever aux USA</p>	<p>Déformation</p>	<p>Composantes: cordes supérieures, inférieures et verticales: $-g(\varepsilon_L, \dots) = \varepsilon_L - (\varepsilon_{DL} + \varepsilon_{LI} + \varepsilon_{WL})$ ε_L: capacité de déformation, en traction ou en compression; ε_{DL}: déformation due à la charge permanente; ε_{LI}: déformation due à la charge d'exploitation (HL-truck); ε_{WL}: déformation due à la charge du vent définie comme une force ponctuelle statique équivalente sur les joints. Composant: Tige de suspension liant la travée suspendue à celle en porte-à-faux: $-g(\varepsilon_L, \dots) = \varepsilon_L - (\varepsilon_{DL} + \varepsilon_{LI} + \varepsilon_{WL} + \varepsilon_T)$ ε_T: Déformation due à la température donnée par les enregistrements SHM</p>	<p>-Modélisation du pont par éléments finis en 2D and 3D; -Analyse de fiabilité élémentaire pour les cordes supérieures, inférieures et verticales ; - Analyse de fiabilité élémentaire pour la tige de suspension liant la travée suspendue à celle en porte-à-faux, en introduisant les déformations due à la température ε_T données par les enregistrements SHM; -Modélisation série/parallèle des composants principaux du treillis pour l'analyse de fiabilité par système en admettant 5 éléments en série: travée d'ancrage (membres parallèles), treillis en tour, travée en porte-à-faux (membres parallèles), tige de suspension et travée en suspension (membres parallèles)</p>
<p>[56] (2009) Pont à poutre en béton armé <i>Application:</i> conçue(Eurocode2)</p>	<p>Taille des fissures</p>	<p>$-g(\underline{X}, \tau) = a_c(\underline{X}) - a_r(\underline{X}, \tau)$ $a_r(\underline{X}, \tau)$: taille de la fissure ou de la piqûre au temps τ; $a_c(\underline{X})$: taille critique de la fissure ou de la piqure déduite de l'état limite du moment fléchissant</p>	<p>-Modèle de couplage fatigue-corrosion basé sur trois stades critiques: (1) initiation de la corrosion et piqûres τ_{cp}; (2) transition piqûres (pit)-fissures τ_{pt}, et (3) croissance des fissures τ_{cg}. -quatre niveaux d'agressivité de l'environnement</p>
<p>[57] (2010) Pont en acier <i>Deux applications:</i> -Pont Neville Island -Pont Birmingham</p>	<p>Fatigue</p>	<p>$-g(X) = \Delta - eD$ Δ: indice critique de Miner's pour l'accumulation d'endommagement e: facteur sur l'erreur du chargement; D: indice de Miner's pour l'accumulation d'endommagement dépendant de la plage de contrainte</p>	<p>-Utilisation de l'histogramme des contraintes basé sur les données enregistrées sur le site pour calculer les valeurs de D dans la fonction de performance.</p>
<p>[58] (2010) pont-caisson en béton précontraint <i>Application:</i> Pont multi-poutres caissons à Jiangsu province, chine</p>	<p>Déflexion (SLS) Plastification de l'acier précontraint des câbles (TYLS)</p>	<p>$-G(X)_{SLS} = R_S - S_S$ R_S: déflexion admissible (travée/800); S_S: déflexion maximale tenant compte du fluage sous chargement permanent $-G(X)_{TYLS} = R_{TY} - S_{TY}$ R_{TY}: limite d'élasticité de l'acier; S_{TY}: contrainte maximale dans l'acier précontraint en tenant compte du chargement permanent, de la charge du trafic (AASHTO) et de l'effet du temps</p>	<p>-Modélisation de structures composites par éléments finis de coques dégénérés; -Introduire dans le code EF le modèle de détérioration incluant la non-linéarité matérielle (fluage et retrait) la relaxation et la corrosion par piqûres; -Utilisation de l'échantillonnage latin hypercube (LHS) pour calculer la probabilité de défaillance.</p>

<p>[59] (2012) Pont métallique suspendu <i>Application:</i> Pont Throgs Neck (New York)</p>	<p>Fatigue</p>	<p>$-G(X) = \Delta - e \cdot N_t \cdot NC \cdot (DLA \cdot S_{re})^m / A$ Δ: indice critique de Miner; e: erreur sur les mesures; N_t: nombre de cycles cumulé à l'année t; NC: nombre de cycles produit par un véhicule ; DLA: facteur d'amplification dynamique; S_{re}: plage de contrainte équivalente; m: pente de la courbe S-N sur échelle logarithmique; A: constante de détail catégorique</p>	<p>-Modélisation du pont par éléments finis 3D en utilisant le logiciel ANSYS pour déduire les lignes d'influence de toutes les positions possibles sur les voies ; -Introduire les données de pesage en marche dans le code éléments finis développé sous Matlab pour obtenir l'histoire des contraintes en se basant sur les lignes d'influence; - Déduire la distribution probabiliste de S_{re} et NC en utilisant le comptage rainflow sous Matlab; -Analyse fiabiliste pour les composants du pont: semelle inférieure de la poutre principale, connecteur de cisaillement; -Pour le connecteur de cisaillement, comparer les résultats mesurés via SHM à ceux obtenues de la modélisation EF;</p>
<p>[60] (2014) Pont à poutres en béton armé renforcé par composites (FRP) <i>Application:</i> Pont en béton simplement appuyé conçu selon AASHTO</p>	<p>Moment fléchissant</p>	<p>- $G(X_i(t)) = \gamma_m R(X_1(t), X_2(t), \dots, X_n(t)) - S(\gamma_{DL} DL + \gamma_{LL} LL(t))$ $R(t)$: moment résistant aléatoire tenant compte de la redistribution des forces internes causée par la non-linéarité du béton en décomposant la section en petites couches; $X_i: i_{corr}(t), f_{cu}(N), E_{FRP}(N), f_y(t), \dots$; $S(t)$: moment sollicitant probabilisé; $\gamma_m, \gamma_{DL}, \gamma_{LL}$: variables liées à l'erreur du modèle;</p>	<p>-L'état limite ultime est contrôlé par 4 modes de rupture: (1) écrasement du béton $\varepsilon_c(t) \leq \gamma_{m,cc} \varepsilon_{c,ult}(t)$, (2) plastification de l'acier $\varepsilon_s(t) \leq \varepsilon_{s,ult}(t)$, (3) rupture des composites FRP $\varepsilon_{FRP}(t) \leq \gamma_{m,fr} \varepsilon_{FRP,ult}(t)$, et (4) perte d'adhérence des FRP $N_{FRP}(t) \leq \gamma_{m,fd} N_{FRP,debonding}(t)$; -Premier facteur de dégradation : corrosion Trois phases pour la variation du taux de corrosion=> réduction de la limite d'élasticité de l'acier f_y et de la section d'acier $A_s(t)$ -Deuxième facteur de dégradation : fatigue L'effet de la fatigue sur le béton=> réduction de la déformation ultime $\varepsilon_{c,ult}(N)$ et du module d'Young $E_{c,N}$; L'effet de la fatigue sur l'acier => réduction de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction de l'acier f_u L'effet de la fatigue sur le FRP => le module E_{FRP} et la contrainte f_{FRP} diminuent avec les cycles de chargement ; L'effet de la fatigue sur l'interface FRP-béton=>augmentation de la déformation maximale pour la perte d'adhérence $\varepsilon_{debonding}(N)$ - Troisième facteur de dégradation: durabilité du CFRP Effets combinés de la durabilité et de la fatigue => $E_{FRP}(t)$ et $f_{FRP}(t)$ diminuent ;</p>

<p>[2] (2014) Trois applications: Pont à poutres en béton</p>	<p>Moment fléchissant</p>	<p>$-Z = R_1 - S_G - S_Q$ R_2: moment résistant S_G: moment dû au poids propre S_Q: moment maximal dû à la charge d'exploitation</p>	<p>- Utilisation des lois tronquées I et II pour ajuster les valeurs de la moyenne et de la variance de R_1 en se basant sur la charge d'épreuve; -Utilisation de la méthode Bayésienne II pour ajuster les valeurs de la moyenne et de la variance de R_2 en considérant la fonction de dégradation de la résistance $g(t)$ et une charge d'épreuve aléatoire, et utilisation de la méthode Bayésienne I pour ajuster R_2 en considérant uniquement une charge d'épreuve stochastique pour décrire l'histoire de chargement; - Utilisation de la méthode Bayésienne I pour ajuster les valeurs de la moyenne et de la variance de R_3 en considérant une charge d'épreuve stochastique; -Utilisation des modèles bayésiens dynamiques (BDMs) pour estimer M dans la fonction d'état limite en se basant sur les contraintes extrêmes issues des mesures sur 83 jours ;</p>
<p>Poutre en béton</p>	<p>Moment fléchissant</p>	<p>$-Z = R_2 - S$ R_2: moment résistant S: moment sollicitant</p>	
<p>Pont à poutres en acier</p>	<p>Plastification de l'acier</p>	<p>$-g(R, S, C, M) = R_3 - S - C - \gamma_M M$ R_3: limite d'élasticité de l'acier; S: contrainte cause par le poids propre de l'acier ; C: contrainte causé par le poids propre du béton; M: contraintes maximales enregistrées; γ_M: facteur attribué aux données du capteur</p>	
<p>[42] (2015) Pont dalle en béton armé Application: Exemple conçu selon l'Eurocode</p>	<p>Moment fléchissant</p>	<p>$-g(d, x, y, t) = M_u(d, x, y, t) - M_a(d, x, y)$ M_u: moment ultime de la section; M_a: moment appliqué; d, x et y : variables de conception, aléatoire et déterministe respectivement</p>	<p>-Processus de détérioration basé sur un couplage corrosion-fatigue passant par trois phases: (1) initiation de la corrosion et piqûres τ_{cp}; (2) transition piqûres-fissures τ_{pt}, et (3) croissance des fissures τ_{cg}; -différents niveaux d'agressivité de l'environnement et de la fréquence du trafic; -Optimisation de la conception en minimisant la fonction objective du cycle de vie LCC; -Introduire la probabilité de défaillance calculée par l'analyse fiabiliste dans la fonction objective LCC dans l'expression du coût de défaillance</p>
<p>[61] (2016) Pont dalle en béton armé Application: Pont dalle typique simplement appuyé à deux voies</p>	<p>Moment fléchissant</p>	<p>$-G = R - S$ R: résistance au cours du temps incluant un modèle 2D variable dans l'espace pour la corrosion par piqûres; S: moment appliqué, les lignes d'influence résultant du modèle éléments finis 2D sont utilisées pour le calcul du moment fléchissant sous chargement stochastique issu des données de pesage en marche à la république Tchèque</p>	<p>-Discretisation des champs aléatoires de la dalle du pont en un nombre de segments en corrélation spatiale à l'aide d'une fonction d'auto-corrélation dans le logiciel MD Patran; -Générer les lignes d'influence du moment fléchissant pour chaque segment sous un essieu simple mobile; - Trois modèles de corrélation spatiale entre les paramètres du trafic (poids total, distance entre les véhicules,...) afin d'étudier l'effet de la corrélation sur les effets de chargement et sur la probabilité de défaillance</p>

<p>[62] (2017) Pont élargi en béton précontraint <i>Application:</i> Pont à 6 poutres situé à Hebei, en chine, élargi avec 5 autres poutres précontraintes</p>	<p>Moment fléchissant</p>	<p>$-g_i(t) = M_{u,i}(t) - (M_{DL,n} - \eta_{DLA}M_{LL,n})$ $M_{u,i}(t)$: résistance à la flexion de la section centrale de la poutre i au temps t; $M_{DL,n}$: moment dû à la charge permanente; η_{DLA}: facteur d'amplification dynamique; $M_{LL,n}$: moment dû à la charge d'exploitation, calculé en se basant sur le code chinois général pour la conception des ponts routiers en considérant 5 combinaisons de charge dans le sens transversal</p>	<p>-Modélisation du pont par éléments finis à l'aide du logiciel ANSYS en modélisant avec précision le joint d'épissure ; -Considérer la réduction de la section d'acier et de la limite d'élasticité de l'acier sous corrosion par piqures; -Considérer la déformation due au retrait et le coefficient de fluage donnés par le CEB-FIP-90 model code; - Utiliser la méthode du module effectif ajusté (AAEM method) pour calculer les forces internes causées par le fluage et le retrait en tenant compte de l'interaction entre l'ancien et le nouveau pont; -Introduire les forces axiales variables avec le temps causées par le fluage et retrait dans l'expression de la résistance à la flexion $M_{u,i}(t)$; -Etude de fiabilité par système basée sur des modèles séries-parallèles pour la défaillance du pont</p>
--	---------------------------	---	--

4.4 – ORGANIGRAMME GENERAL DU TRAVAIL

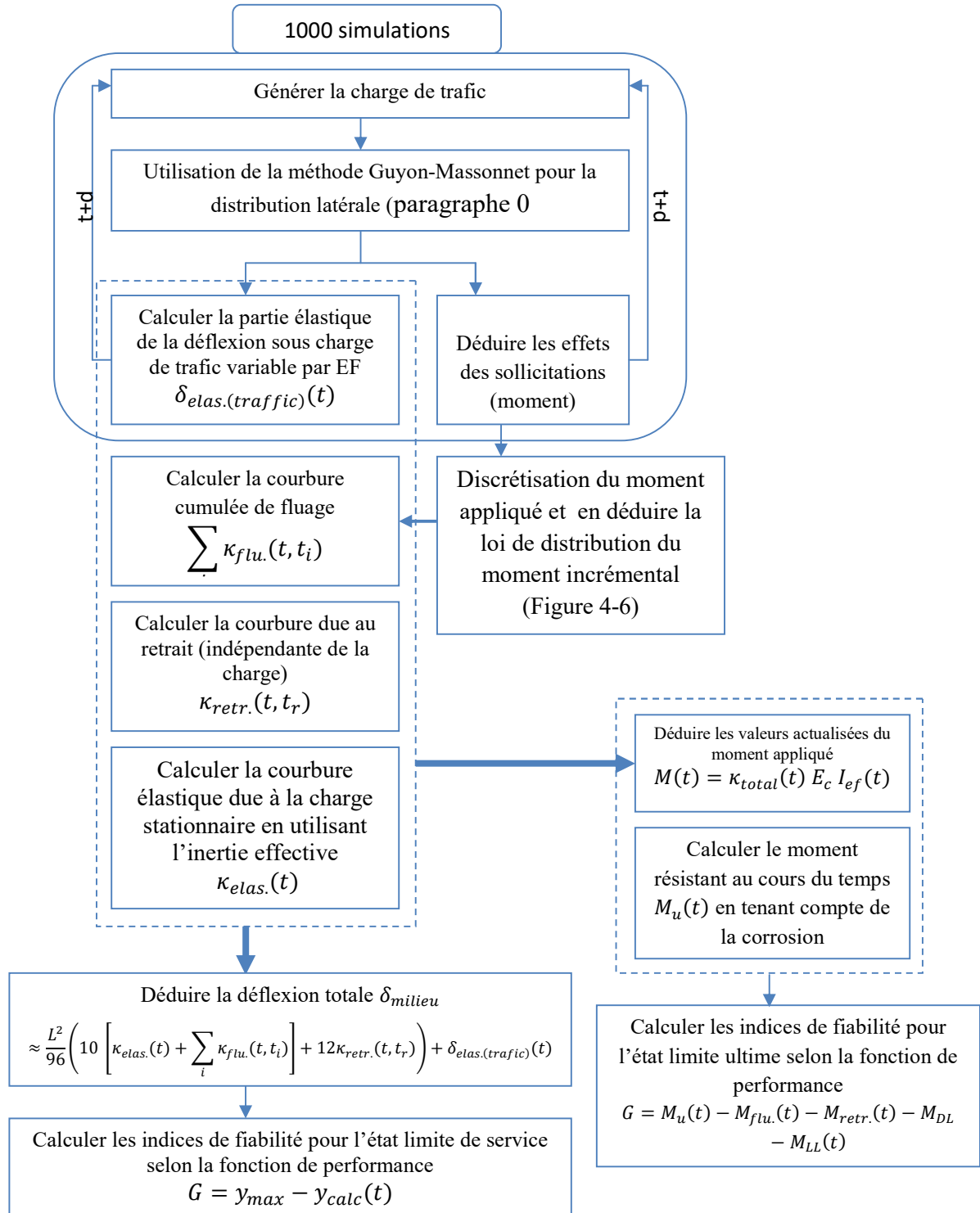


Figure 4-2- Organigramme général

4.5 – DISTRIBUTION DE LA CHARGE DE TRAFIC SUR LES DIFFERENTES POUTRES

4.5.1 – Méthodes de distribution latérale

Des approches analytiques et numériques permettant l'estimation de la distribution latérale de la charge des véhicules sur les poutres d'un pont ont été développées. Par exemple la méthode présentée par AASHTO ou celle de Henry donnent des facteurs de distribution latéraux du chargement. Cependant, elles sont considérées comme largement simplifiées et sont souvent consacrées à la conception sans bien décrire le comportement sous charge de service [63]. De nos jours, les méthodes des éléments finis sont très répandues, elles permettent de modéliser les structures complexes surtout avec le développement des logiciels, ainsi, le comportement actuel d'une certaine structure peut être prévu en adoptant des modèles raffinés de cette dernière. Dans notre étude, la distribution latérale des charges de véhicules est estimée par la méthode analytique de Guyon-Massonnet qui est basée sur la théorie des plaques orthotropes [38], ainsi un code basé sur cette méthode a été développé sous Matlab permettant de générer pour une poutre donnée, le profil de distribution latéral quelque soit la position de la charge sur la largeur du pont. Par suite ce code pourrait être simplement couplé à celui de calcul structural et permet le calcul avec précision des efforts internes sous chargement stochastique variable avec le temps, l'analyse structurale est donc réduite à l'analyse d'un élément poutre dans le sens longitudinal.

4.5.2 – Profils de distribution latérale pour l'ensemble des poutres selon Guyon-Massonnet

Cette méthode est déjà présentée en détails dans le chapitre précédent (paragraphe 0, les lignes d'influence de $K(e)$ pour toutes les poutres centrales et de rives sont générées en se basant sur neuf positions standards pour l'excentricité du chargement (Figure 4-3).

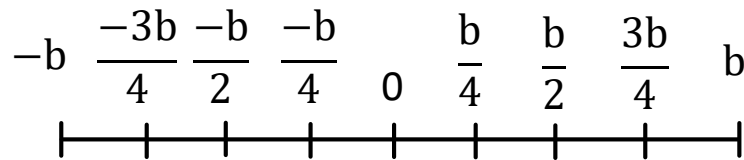


Figure 4-3 – Positions standards de l'excentricité de la charge sur la largeur $2b$

4.5.2.1 – Poutres centrales

La Figure 4-4 montre les profils des lignes d'influence de $K(e)$ pour l'ensemble des poutres centrales de la famille des ponts, il est évident que les coefficients de distribution des chargements sont maximaux quand la position de la charge est proche de la poutre centrale.

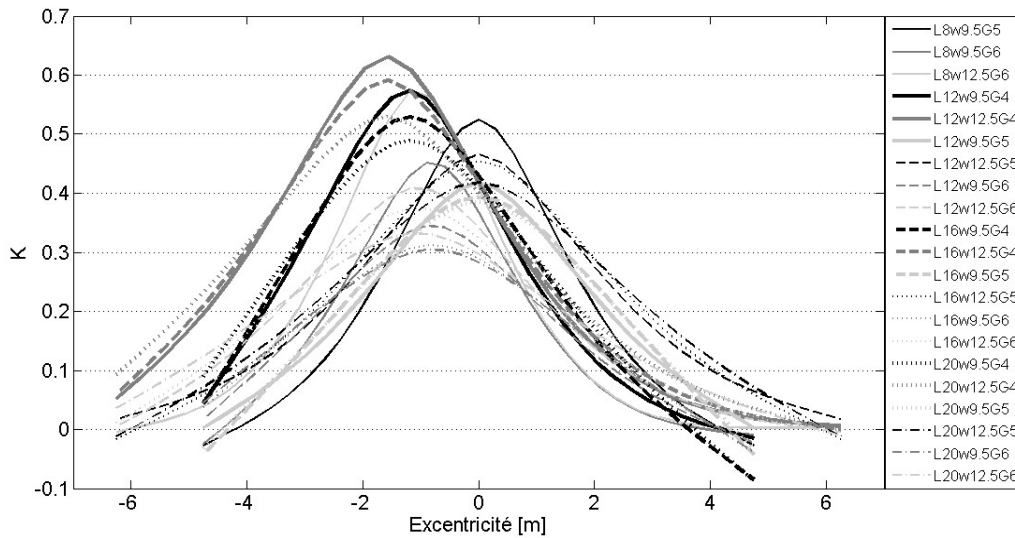


Figure 4-4 – Lignes d'influence $K(e)$ pour les poutres centrales

4.5.2.2 – Poutres de rive droite

La Figure 4-5 montre les profils des lignes d'influence de $K(e)$ pour l'ensemble des poutres de rive droite de la famille des ponts, il est évident que les coefficients de distribution des chargements sont maximaux quand la position de la charge est proche des extrémités des ponts.

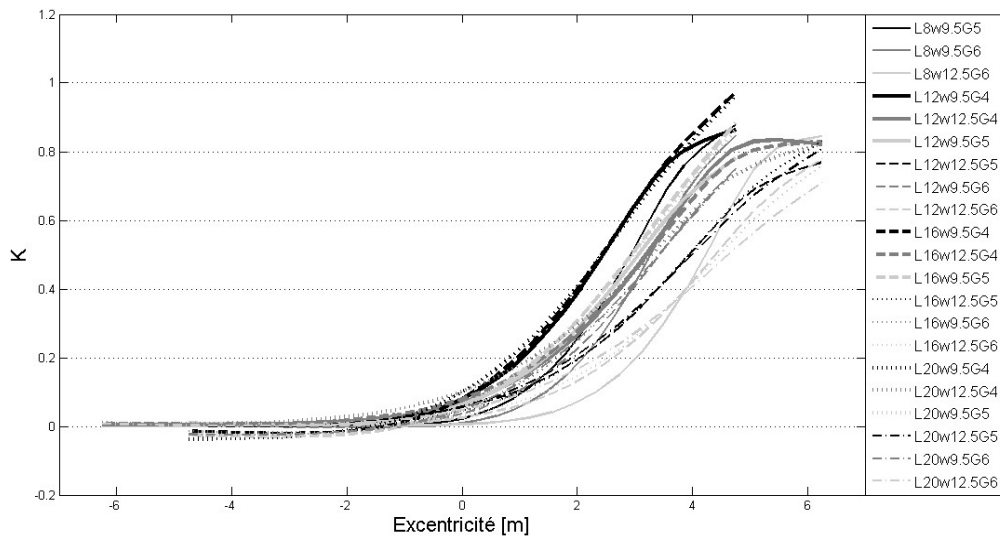


Figure 4-5 – Lignes d'influence $K(e)$ pour les poutres de rive droite

4.5.2.3– Analyse des profils

Dans les deux cas, plus l'excentricité de la charge est proche de la position de la poutre considérée, plus le coefficient K est grand. D'après les lignes d'influence de K, il est évident que l'effet des différents paramètres sur la distribution transversale de la charge dépend de la position de la poutre qui reçoit la charge (centrale ou de rive). Dans le cas des poutres centrales, la Figure 4-4 montre que les ordonnées des lignes d'influence augmentent avec la largeur comme pour les ponts L12w9.5G4 et L12w12.5G4. D'autre part, les valeurs de K sont plus petites pour les plus grandes longueurs et nombre de poutres comme pour les ponts L8w9.5G5, L12w9.5G5, L16w9.5G5, L20w9.5G5 pour la longueur et L12w9.5G4, L12w9.5G5, L12w9.5G6 pour le nombre de poutres. Par suite, les plus faibles ordonnées de la ligne d'influence de K devront être pour le plus faible rapport entre la largeur et la longueur (plus petite largeur/plus grande longueur) combiné au plus grand nombre de poutres, c'est le cas du pont L20w9.5G6. Cette analyse n'est pas complètement valide dans le cas des poutres de rive. Selon la Figure 4-5, la longueur n'aurait pas d'influence sur la distribution latérale de la charge sur les poutres de rive comme dans le cas des ponts L12w9.5G6, L16w9.5G6 et L20w9.5G6 où les lignes d'influence sont presque confondues. Les ordonnées des lignes d'influence de K pour les poutres de rive sont à peu près dans le même rang. Pour toutes les longueurs, la plus grande différence peut être notée entre les lignes d'influence des ponts ayant 4 poutres sur une largeur de 9.5m (w9.5G4) et ceux ayant 6 poutres sur une largeur de 9.5m (w9.5G6).

4.6 – ETAT LIMITE DE SERVICE

L'état limite de service est définie en terme de la déflexion, la fonction d'état limite correspondante peut être formulée comme suit :

$$G = y_{max} - y_{calc}(t) \quad (4.5)$$

où y_{max} est la déflexion maximale admissible et y_{calc} est la déflexion au cours du temps sous un chargement de trafic variable. La déflexion maximale admissible pour les ponts routiers sous la charge des véhicules est fixée à la longueur de la travée/800 selon AASHTOO et le code australien, par contre aucune limite n'a été fixée par l'Eurocode. Donc, la limite qui vaut: travée/800 a été retenue pour y_{max} et cette restriction est indirectement liée à la prévention du risque excessif de vibrations sur le pont [64].

4.6.1 – Calcul de la déflexion au cours du temps

L'utilisation des coefficients multiplicateurs avec la déflexion instantanée pour estimer la valeur de la déflexion avec le temps fournit une approximation de la valeur finale, cela peut même être fondamentalement incorrect en calculant la déflexion due au retrait [97]. Ainsi, la déflexion en

période de service peut être déduite par double intégration de la somme de la courbure instantanée et celle due au fluage et retrait qui sont variables au cours du temps. La déflexion est liée à la charge appliquée par l'expression de la rigidité flexionnelle $E_c I_{ef}$ dont la dégradation au cours du temps peut affecter la fiabilité de la structure.

$$\delta_z = \int_0^z \int_0^z \kappa(x, t) dx dx \quad (4.6)$$

Dans l'équation (4.6) δ_z est la valeur de la déflexion à une position z et $\kappa(x)$ la courbure pour une position x quelconque le long de l'élément considéré. Cependant le calcul analytique de cette double intégration est très compliqué vu que la courbure est fonction de deux variables, le temps et la position. Cette procédure a été simplifiée en assumant une variation parabolique entre deux points adjacents, ainsi la déflexion au centre de la poutre peut être exprimée en termes des courbures dans trois positions critiques : aux deux appuis de gauche et de droite et au centre dans le cas d'une poutre simplement appuyée, comme le montre l'équation suivante [65] :

$$\delta_{milieu} \approx \frac{L^2}{96} (\kappa_G + 10\kappa_M + \kappa_D) \quad (4.7)$$

où κ_G , κ_D and κ_M sont respectivement les courbures aux appuis gauche, droite, et au milieu de la poutre.

La courbure totale pour une section particulière est la somme de trois composantes : courbure élastique (ou instantanée), et courbures dues au fluage et retrait du béton :

$$\kappa(t) = \kappa_{elas.}(t) + \kappa_{flu.}(t, t_0) + \kappa_{retr.}(t, t_r) \quad (4.8)$$

Toutefois l'approche simplifiée pour le calcul de la déflexion au centre de la poutre étant uniquement valide sous charge stationnaire. Elle est combinée à la méthode des éléments finis pour le calcul de la déflexion au cours du temps sous un chargement de trafic variable. Ainsi, la partie élastique de la déflexion causée par la charge des véhicules est calculée par la méthode des éléments finis à la base d'un élément poutre, et l'effet de fluage causé par le trafic est introduit dans l'expression de la courbure due au fluage en assumant que la valeur moyenne de la contrainte ou du moment sollicitant est soutenue sur une période d'un an. Cette valeur moyenne est déduite de l'ajustement des efforts calculés à une distribution normale durant la période correspondante, cela est semblable à un processus de chargement par impulsions multiples, le chargement de trafic variable au cours du temps est décomposé en incréments de charges individuelles (Figure 4-6). La courbure totale est donc calculée par superposition des réponses individuelles comme suit [65]:

$$\kappa_{milieu} = \kappa_{elas.}(t) + \sum_i \kappa_{flu.}(t, t_i) + \kappa_{retr.}(t, t_r) \quad (4.9)$$

où t , t_i et t_r sont respectivement le temps où la déflexion est calculée, le temps d'application de l'incrément de charge i et l'âge du béton au début du retrait.

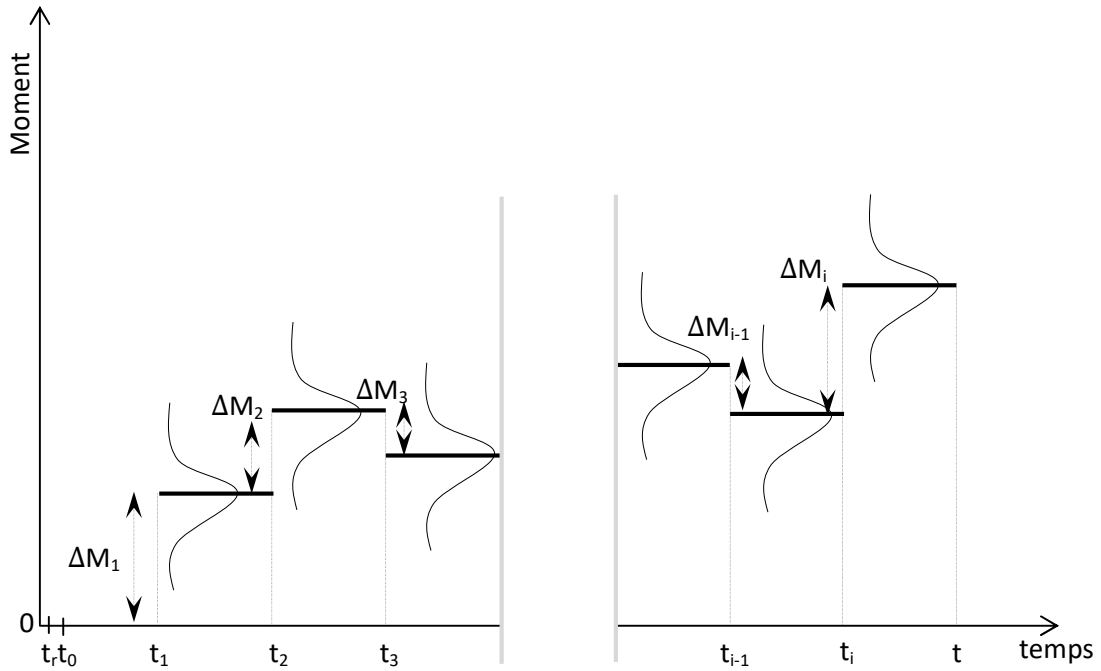


Figure 4-6 – Discretisation du chargement

Il est à noter que, seules les courbures élastiques et de fluage dépendent du chargement, par suite au niveau des appuis, les courbures sont causées uniquement par le retrait :

$$\kappa_G = \kappa_D = \kappa_{retr.}(t, t_r) \quad (4.10)$$

Cela conduit à l'équation suivante pour la déflexion au centre de la poutre :

$$\delta_{milieu} \approx \frac{L^2}{96} \left(10 \left[\kappa_{elas.}(t) + \sum_i \kappa_{flu.}(t, t_i) \right] + 12\kappa_{retr.}(t, t_r) \right) + \delta_{elas.(trafic)}(t) \quad (4.11)$$

4.6.1.1 – Calcul de la courbure instantanée

La courbure élastique sous chargement stationnaire est donnée par:

$$\kappa_{elas.}(t) = \frac{M}{E_c I_{ef}(t)} \quad (4.12)$$

où M est le moment appliqué, effectivement c 'est le moment dû à la charge permanente, E_c le module d'Young du béton à l'âge de 28 jours, $I_{ef}(t)$ est le moment d'inertie effectif à l'instant t . Toutes les poutres des ponts sont considérées déjà fissurées, le moment d'inertie effectif décroît d'une façon non-linéaire tout en restant borné entre le moment d'inertie fissuré I_{cr} et celui non-fissuré I_{un-cr} , l'évolution du moment effectif est donnée en terme du rapport du moment fissuré M_{cr} et du moment appliqué $M(t_i)$ selon la formule de Bishoff pour tenir compte de la contribution du béton tendu entre les fissures [66]:

$$I_{ef} = \frac{I_{cr}}{1 - \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_{un-cr}}\right) \left(\frac{M_{cr}(t_i)}{M(t_i)}\right)^2} \leq I_{un-cr} \quad (4.13)$$

La Figure 4-7 montre la section en T transversale avant fissuration ainsi que la section transformée adoptée pour le calcul du moment d'inertie fissurée.

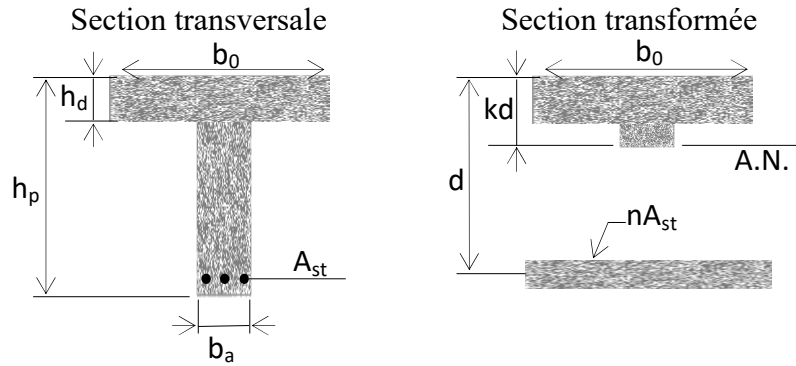


Figure 4-7 – Section en T transversale non-fissurée et transformée

Pour une section en T les moments d'inerties non-fissurée et fissurée sont donnés par :

$$I_{un-cr} = \frac{(b_0 - b_a) * h_d^3}{12} + \frac{b_a * h_p^3}{12} + (b_0 - b_a) * h_d * \left(h_p - \frac{h_d}{2} - y_t\right)^2 + b_a * h_p * \left(y_t - \frac{h_d}{2}\right)^2 \quad (4.14)$$

$$I_{cr} = \frac{(b_0 - b_a) * h_d^3}{12} + \frac{b_a * kd^3}{3} + (b_0 - b_a) * h_d * \left(kd - \frac{h_d}{2}\right)^2 + n * A_{st} * (d - kd)^2 \quad (4.15)$$

Dans les équations (4.14) et (4.15) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{E_s}{E_c} \\ C = \frac{b_a}{n * A_{st}} \\ f = h_d * \frac{b_0 - b_a}{n * A_{st}} \\ yt = h_p - 0.5 * \frac{(b_0 - b_a) * h_d^2 + b_a * h_p^2}{(b_0 - b_a) * h_d + b_a * h_p} \\ kd = \frac{\sqrt{(C * (2 * d + h_d * f) + (1 + f)^2) - (1 + f)}}{C} \end{array} \right.$$

Le moment fissuré M_{cr} diminue aussi avec le temps quand la contrainte de traction résultant du retrait σ_{cs} augmente selon l'équation :

$$M_{cr} = Z(f_{ctk} - \sigma_{cs}(t)) \quad (4.16)$$

Z est le module de la section non-fissurée, f_{ctk} est la résistance caractéristique en traction du béton.

$$\sigma_{cs} = \left(\frac{2.5p_w}{1 + 50p_w} E_s \varepsilon_{cs} \right) \quad (4.17)$$

où p_w est le pourcentage d'armatures longitudinales dans l'âme de la section en T ($A_{st}/b_a d$) et ε_{cs} est la déformation due au fluage.

Selon le CEB-FIP Model Code 90 pour les structures en béton, la déformation de fluage totale nécessaire pour déterminer σ_{cs} peut être calculée d'après [67]:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_r) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_r) \quad (4.18)$$

Dans l'équation (4.18), ε_{cs0} est le coefficient de retrait théorique, β_s est un coefficient qui décrit le développement du retrait avec le temps, t est l'âge du béton en jours et t_r est l'âge du béton à l'initiation du retrait.

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH} \quad (4.18a)$$

où $\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cm0})] \times 10^{-6}$, f_{cm} est la valeur moyenne de la résistance en compression du béton à 28 jours (MPa), $f_{cm} = 10$ MPa, $\beta_{sc} = 5$ pour le béton à durcissement normal, $\beta_{RH} = -1.55\beta_{SRH}$ pour $40\% < RH < 99\%$, RH est l'humidité relative de l'atmosphère ambiante et $\beta_{SRH} = 1 - (RH/RH_0)^3$, $RH_0 = 100\%$.

Le développement du retrait avec le temps $\beta_s(t - t_s)$ est donné par :

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t - t_s)/t_1} \right]^{0.5} \quad (4.18b)$$

où $t_1 = 1$ jour, $h_0 = 100$ mm and $h = 2A_c/u$, la taille théorique du membre considéré en mm, A_c la section transversale et u le périmètre du membre en contact avec l'atmosphère.

4.6.1.2– Courbure due au fluage

Le fluage induit aussi une augmentation de la courbure avec le temps qui peut être estimée comme suit [68]:

$$\kappa_{flu.}(t, t_i) = \frac{\kappa_{elas.}(t_i) * \varphi_{cc}(t, t_i)}{\alpha} \quad (4.19)$$

Où

$$\kappa_{elas.}(t_i) = \frac{M(t_i)}{E_c I_{ef}(t_i)} \quad (4.19a)$$

$M(t_i)$ est le moment appliqué à la section au temps t_i , effectivement c'est l'incrément du moment par an: $\Delta M_i = M(t_i) - M(t_{i-1})$, en considérant la valeur moyenne du moment appliqué chaque année. Cette valeur est déduite après 1000 simulations du trafic sur une période de 100 ans.

α est un coefficient lié au taux de fissuration et à la quantité de l'acier de ferrailage:

$$\alpha = [0.48 p^{-0.5}]1 + (125p + 0.1)(A_{sc}/A_{st})^{1.2} \quad (4.19b)$$

où $p = A_{st}/bd$ et A_{st} est la section équivalente de l'acier dans la zone tendue à une profondeur d , A_{sc} est la section d'acier dans la zone comprimée.

Le coefficient de fluage φ_{cc} est calculé selon les recommandations de CEB-FIP Model Code 90 comme suit :

$$\varphi_{cc}(t, t_i) = \varphi_0 \beta_c(t - t_i) \quad (4.19c)$$

où φ_0 est le coefficient de fluage notionnel, β_c est un coefficient qui décrit le développement du fluage avec le temps, t est l'âge du béton en jours et t_i l'âge du béton au début du chargement i ;

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (4.19c^*)$$

Dans l'équation (4.20) :

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46(h/h_0)^{1/3}}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{0.5}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_i/t_1)^{0.2}}$$

Le développement du fluage avec le temps $\beta_c(t - t_i)$ est donné par:

$$\beta_c(t - t_i) = \left[\frac{(t - t_i)/t_1}{150\{1 + (1.2 RH/RH_0)^{18}\} + 250 + (t - t_i)/t_1} \right]^{0.3} \quad (4.19c^{**})$$

4.6.1.3– Courbure due au retrait

La courbure due au retrait est indépendante du chargement, elle est calculée selon l'expression suivante pour une section fissurée en béton en se basant sur la méthode du module effectif ajusté (AAEM method) :

$$\kappa_{retr.}(t, t_r) = 1.2 \left(1 - 0.5 \frac{A_{sc}}{A_{st}} \right) \left(\frac{\varepsilon_{cs}(t, t_r)}{d} \right) \quad (4.20)$$

ou $t_r = 7$ jours, l'âge du béton au début du retrait et $\varepsilon_{cs}(t, t_r)$ est la déformation due au retrait donnée par l'équation (4.1 8).

4.6.1.4– Calcul de la partie élastique de la déflexion

La partie élastique de la déflexion due au trafic $\delta_{elas.(trafic)}(t)$ est calculée en utilisant la méthode des éléments finis classique en se basant sur l'équation générique d'un élément poutre :

$$[k^{(e)}]_{eff.} \{u^{(e)}\} = [F^{(e)}] \quad (4.21)$$

$[k^{(e)}]_{eff.}$ est la matrice de rigidité effective élémentaire, elle est donnée par :

$$[k^{(e)}]_{eff.} = \int_{V^{(e)}} [B]^T [E]_{eff} [B] dV \quad (4.21a)$$

$[B]$ est la matrice déformation-déplacement et $[E]_{eff}$ est la matrice d'élasticité effective.

A chaque pas de temps, la poutre est discrétisée en un nombre d'éléments et la position des nœuds dépend de la position des essieux de véhicules considérés comme des charges ponctuelles. L'équation globale pour le calcul de la déflexion est donc :

$$\mathbf{Ku} = \mathbf{F} \quad (4.22)$$

où \mathbf{K} est la matrice de rigidité globale, \mathbf{F} le vecteur force global et \mathbf{u} le vecteur déplacement global.

Un schéma illustratif pour la courbure totale avec le moment correspondant est donné par la Figure 4-8.

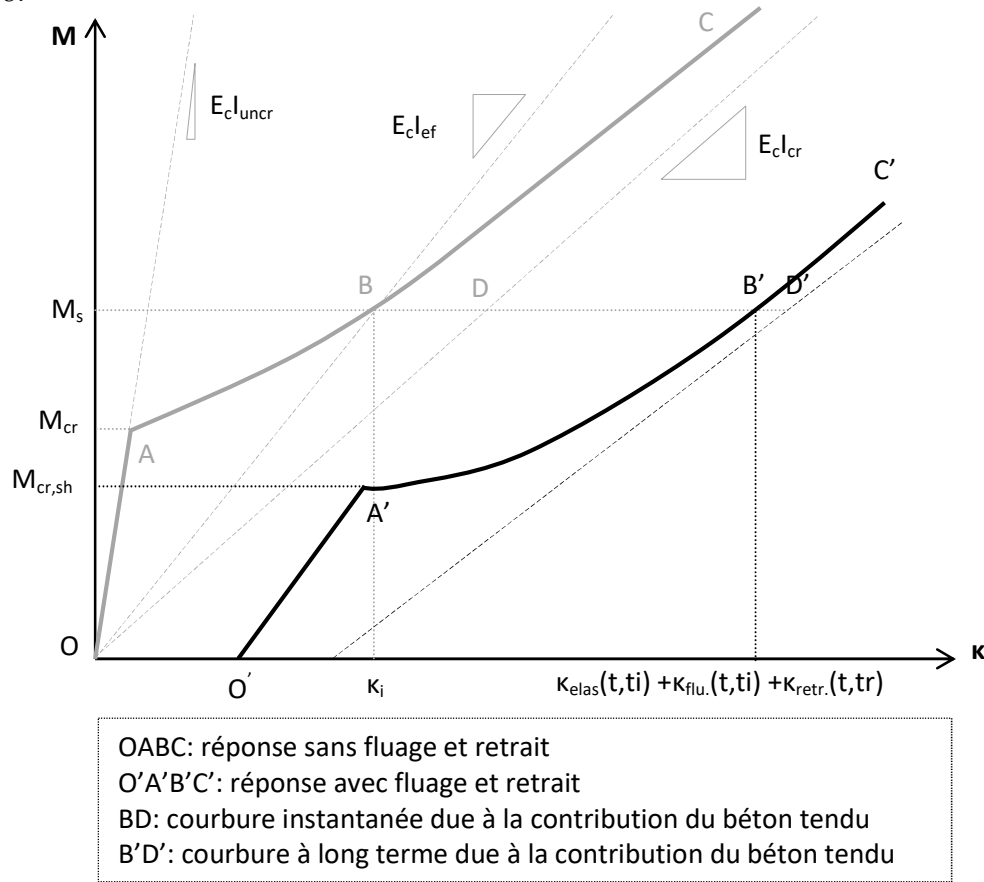


Figure 4-8 – Relation moment-courbure pour une poutre soumise à la flexion simple

4.7 – ETAT LIMITE ULTIME

L'état limite ultime considéré dans notre cas est celui de la résistance à la flexion, la fonction de performance correspondante est donnée par :

$$G = M_u(t) - M_{fluage}(t) - M_{retrait}(t) - M_{DL} - M_{LL}(t) \quad (4.23)$$

ou $M_u(t)$ est le moment résistant au centre de la travée en tenant compte de la corrosion de l'acier au cours du temps, et le moment sollicitant $M(t)$ est dû au chargement permanent M_{DL} , à la charge de trafic $M_{LL}(t)$, au fluage $M_{fluage}(t)$ et au retrait $M_{retrait}(t)$.

4.7.1 – Calcul du moment sollicitant

Une fois que la courbure totale κ_{total} est calculée au centre de la travée selon la méthode décrite dans le paragraphe précédent, le moment sollicitant au centre de la travée peut être calculé en se basant sur l'équation suivante :

$$M(t) = \kappa_{total}(t) E_c I_{ef}(t) \quad (4.24)$$

$$\kappa_{total}(t) = \kappa_{elas.}(t) + \sum_i \kappa_{flu.}(t, t_i) + \kappa_{retr.}(t, t_s)$$

Les différentes variables de l'équation (4.24) sont déjà définies pour les équations (4.9) et (4.19a). La nouvelle valeur du moment total appliquée $M(t)$ comprend les moments $M_{fluage}(t)$, $M_{retrait}(t)$, M_{DL} et $M_{LL}(t)$ de l'équation (4.23).

4.7.2 – Calcul du moment résistant

Normalement le fluage induit une augmentation de la profondeur de l'axe neutre avec le temps dans une section en béton armé et cela conduit à un problème très complexe, dans le but de simplifier le travail, on assume dans ce cas que la profondeur de l'axe neutre reste constante avec le temps et cela possède un effet très minime sur la précision des résultats et conduit relativement à une erreur faible [69]. Le moment résistant dans le cas d'une section en T est calculé en se basant sur l'hypothèse du bloc de contrainte rectangulaire donné par l'Eurocode [34]:

$$M_u(t) = A_s(t) * (f_y/\gamma_s) * \left(d - \frac{s}{2}\right)$$

$$= \begin{cases} A_s(t)(f_y/\gamma_s) \left(d - \frac{A_s(t)(f_y/\gamma_s)}{1.134f_{ck}b_0}\right) ; \text{axe neutre dans la table} \\ A_s(t)(f_y/\gamma_s) \left(d - \frac{A_s(t)(f_y/\gamma_s) - 0.567 * f_{ck} * (b_0 - b_a) * h_d}{1.134f_{ck}b_0}\right) ; \text{axe neutre dans l'âme} \end{cases} \quad (4.25)$$

où $A_s(t)$ est la section d'acier au temps t , f_{yk} est la contrainte caractéristique de traction de l'acier, γ_s est un facteur partiel lié à l'acier =1.15, s est la profondeur du bloc de contraintes rectangulaire, f_{ck} est la contrainte caractéristique du béton en compression, d est la hauteur effective de la section, b_0 , b_a et h_d sont des paramètres liés aux dimensions de la section donnés par la Figure 4-7.

4.7.2.1 – Modèle de propagation de la corrosion

L'un des facteurs les plus pertinents causant la détérioration des ponts en béton armé est la corrosion de l'acier qui est due aux interactions chimiques avec les ions agressifs comme les chlorures, les sulfates ou le dioxyde de carbone ; cela conduit souvent à la diminution de la capacité portante ou de la résistance du pont [44] et par suite à la déficience structurale. Ce phénomène est pris en compte en considérant la réduction du diamètre des barres de l'acier de ferrailage par corrosion générale ou uniforme (réaction chimique qui agit uniformément sur

toute la surface du métal qui devient plus mince), le temps d'initiation de la corrosion T_i en années est le paramètre fondamental dans l'analyse de la propagation de la corrosion, dans le cas de corrosion par chlorures il est donnée par [70]:

$$T_i = \frac{C^2}{4D_c} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_0 - C_{cr}}{C_0} \right) \right]^{-2} \quad (4.26)$$

où C (cm) est l'épaisseur de l'enrobage du béton, D_c (cm^2/an) est le coefficient de diffusion des chlorures, C_0 (% en masse du béton) est la concentration d'équilibre des chlorures à la surface du béton, et C_{cr} (% en masse du béton) est la concentration critique des chlorures à laquelle la corrosion se déclenche. Ces variables nécessaires pour le calcul du temps d'initiation de la corrosion peuvent varier d'un pont à un autre selon les conditions environnementales, de la distance vis-à-vis de la côte... Les distributions probabilistes de ces variables sont fournies dans la littérature suite à des études sur des ponts existants [17]. Plusieurs combinaisons des moyennes et écarts types de ces variables aléatoires ont été faites et la simulation de Monte-Carlo a été utilisée afin de déduire la distribution globale du temps d'initiation de corrosion, certaines de ces simulations sont montrées dans la Figure 4-9.

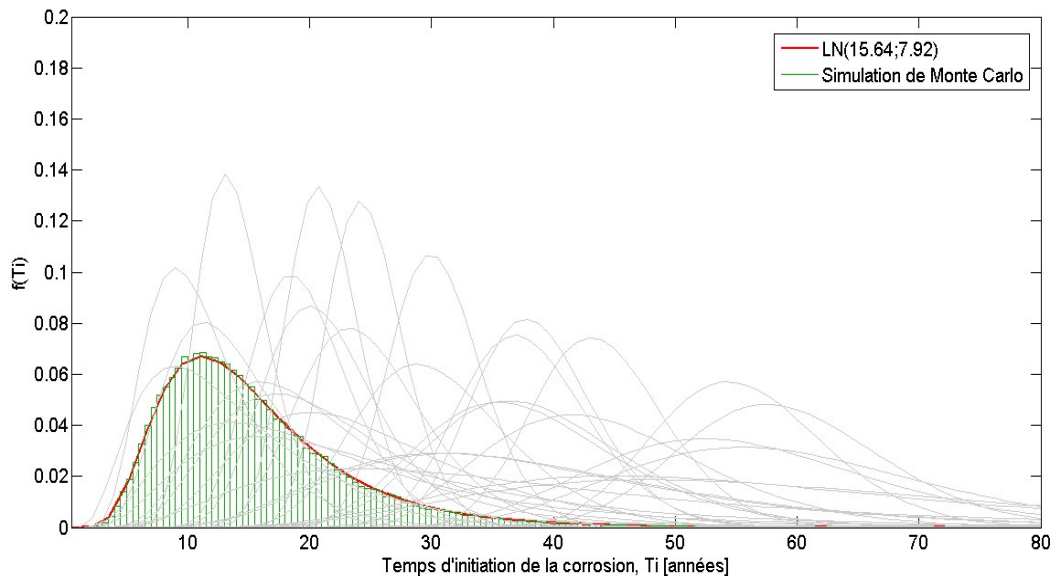


Figure 4-9 – Fonctions densité de probabilité du temps d'initiation de la corrosion pour différentes combinaisons des paramètres de distribution des variables

Dans le cas de corrosion uniforme, la réduction de la section d'acier avec le temps t en années est donnée par la formule suivante [70] :

$$A_s(t) = \begin{cases} ns Di^2 \frac{\pi}{4} \text{ for } t < T_i \\ ns D(t)^2 \frac{\pi}{4} \text{ for } T_i < t < T_i + \frac{Di}{0.0203 i_{corr}} \\ 0 \text{ for } t > T_i + \frac{Di}{0.0203 i_{corr}} \end{cases} \quad (4.27)$$

où $A_s(t)$ est la surface de l'acier au cours du temps, ns le nombre de barres d'acier, Di le diamètre initial d'une barre, i_{corr} est le courant de corrosion exprimé normalement en $\mu A/cm^2$ et $D(t)$ est le diamètre d'une barre au temps t . La valeur "0.0203" qui est aussi utilisée dans l'estimation de $D(t)$ dépend des circonstances. Selon [70] $D(t) = D_i - 0.0203 i_{corr}(t - T_i)$ et $D(t) = D_i - 0.0232 i_{corr}(t - T_i)$ selon [41].

Le paramètre i_{corr} peut être mesuré expérimentalement; cela donne sa valeur moyenne sur toute la surface du béton. Tant qu'il n'y a pas de données statistiques pour la variation de i_{corr} , il sera calculé en se basant sur le rapport eau/ciment et l'enrobage du béton selon la formule [71]:

$$i_{corr}(t) = \left(\frac{32.13 * (1 - w/c)^{-1.64}}{C} \right) (t - T_i)^{-0.29} \quad (4.28)$$

Le rapport eau-ciment est calculé selon la formule de Bolomey tel que : $w/c = 27/(fc + 13.5)$.

4.8 – PRESENTATION DES RESULTATS DE CALCUL DES SOLLICITATIONS

A cause de la grande variabilité de la charge provenant du trafic, le calcul de la déflexion au cours du temps pour chaque pont a été mené des centaines de fois. Après chaque simulation, les pics sont retenus. L'indice de fiabilité pour cet état limite est calculé tous les cinq ans ; les pics retenus après des centaines de simulations sont donc regroupés sur des périodes de cinq ans (Figure 4-10), il s'est avéré que chaque groupe de pics peut être assimilé à une distribution normale avec une certaine moyenne et un écart type qui seront introduits dans le calcul fiabiliste.

Les distributions du moment sollicitant avec le temps en tenant compte du fluage et du retrait, sont aussi cherchées selon le paragraphe 4.7.1 – La Figure 4-11 montre un exemple de décomposition du moment appliqué, ceci permet de calculer la courbure due au fluage en superposant les courbures incrémentales.

Les fonctions densité de probabilité résultantes sont présentées dans la Figure 4-12 pour un exemple d'un pont de 8m de travée.

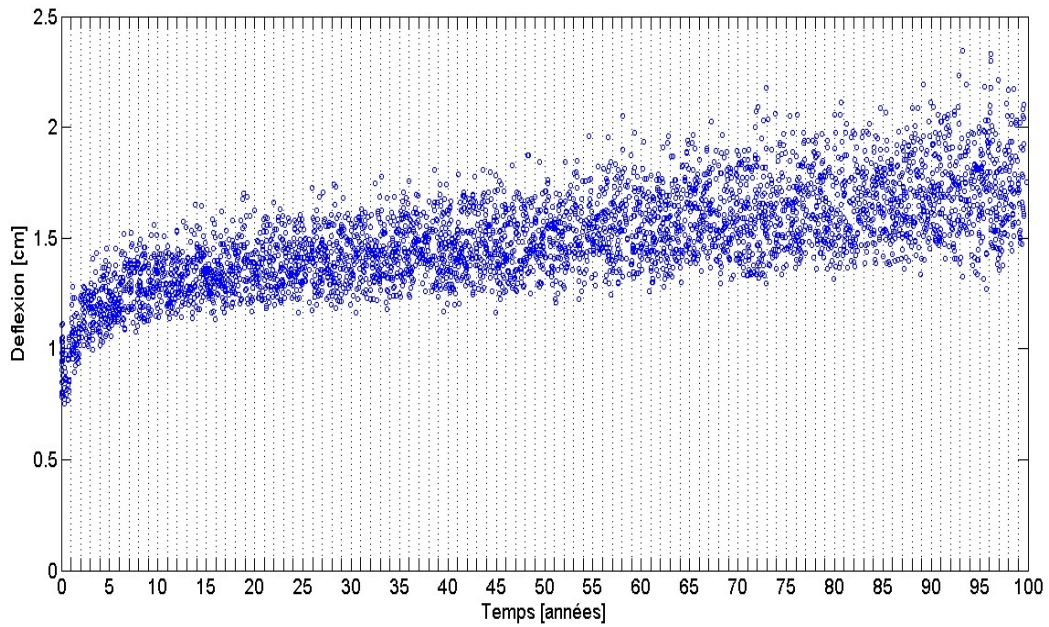


Figure 4-10 – Les pics retenus après des centaines de simulations pour un pont de 8m de travée

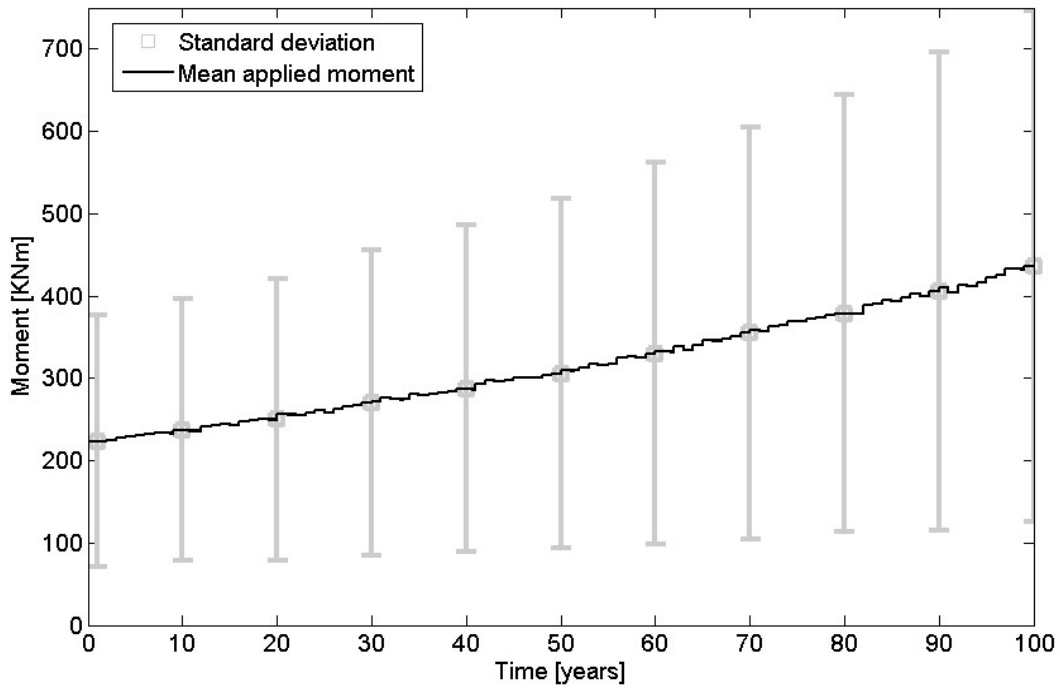


Figure 4-11 – Exemple de décomposition du moment dû au trafic

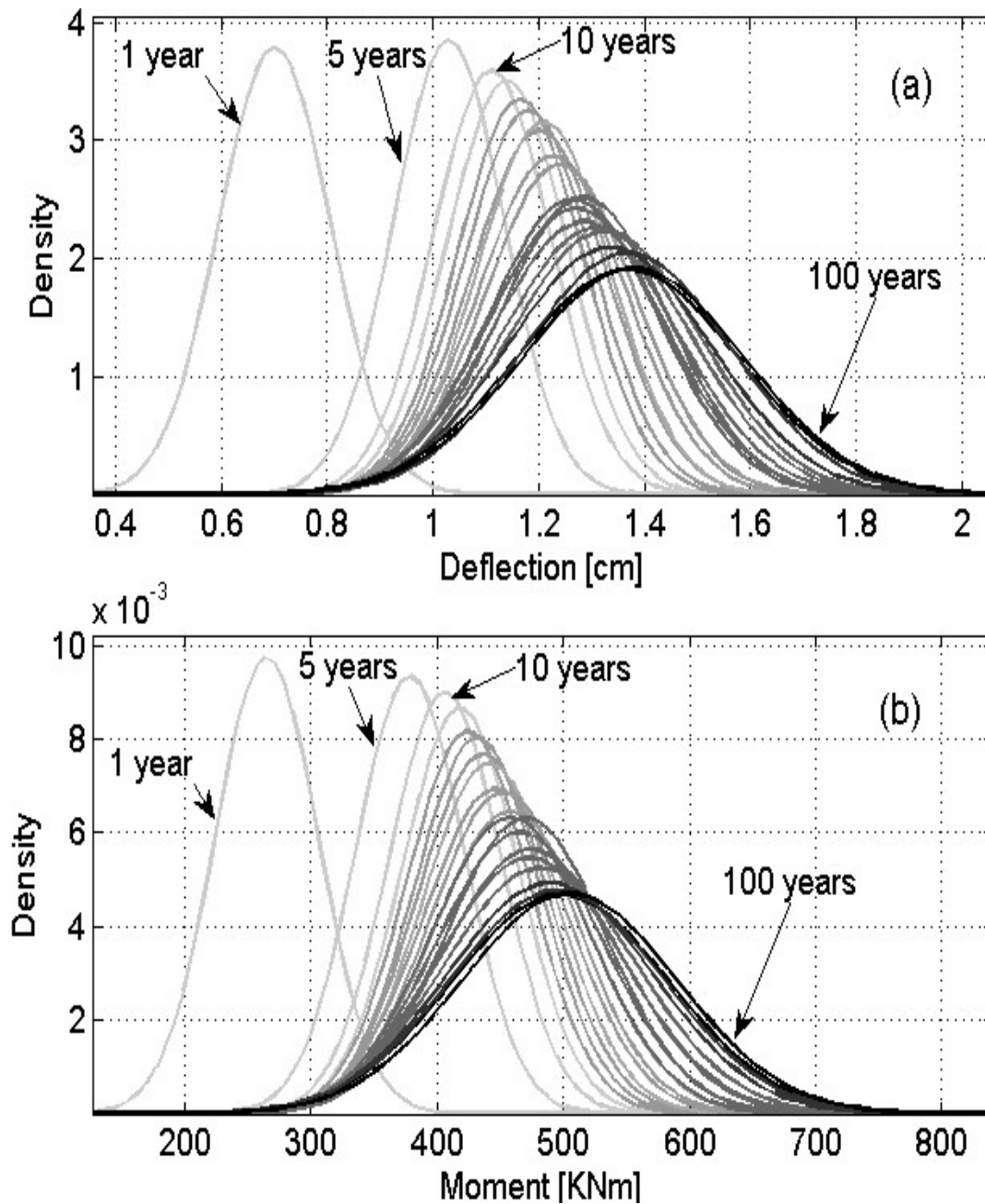


Figure 4-12 – Evolution des fonctions densité de probabilité pour (a) la déflexion et (b) le moment sollicitant pour un pont de 8m de travée

Il est évident que le taux d'augmentation des effets des sollicitations est le plus remarquable dans les 20 premières années. Cela peut être lié à l'importance du fluage et du retrait durant cette période. Les effets des sollicitations continuent à augmenter avec le temps mais moins considérablement en tenant compte de la corrosion en plus du fluage et du retrait.

Le même travail a été reproduit pour l'ensemble des 21 ponts, dans chaque cas les distributions de la déflexion et du moment appliqué au cours du temps sont retenues, l'évolution de la valeur moyenne au cours du temps est représentée par la Figure 4-13.

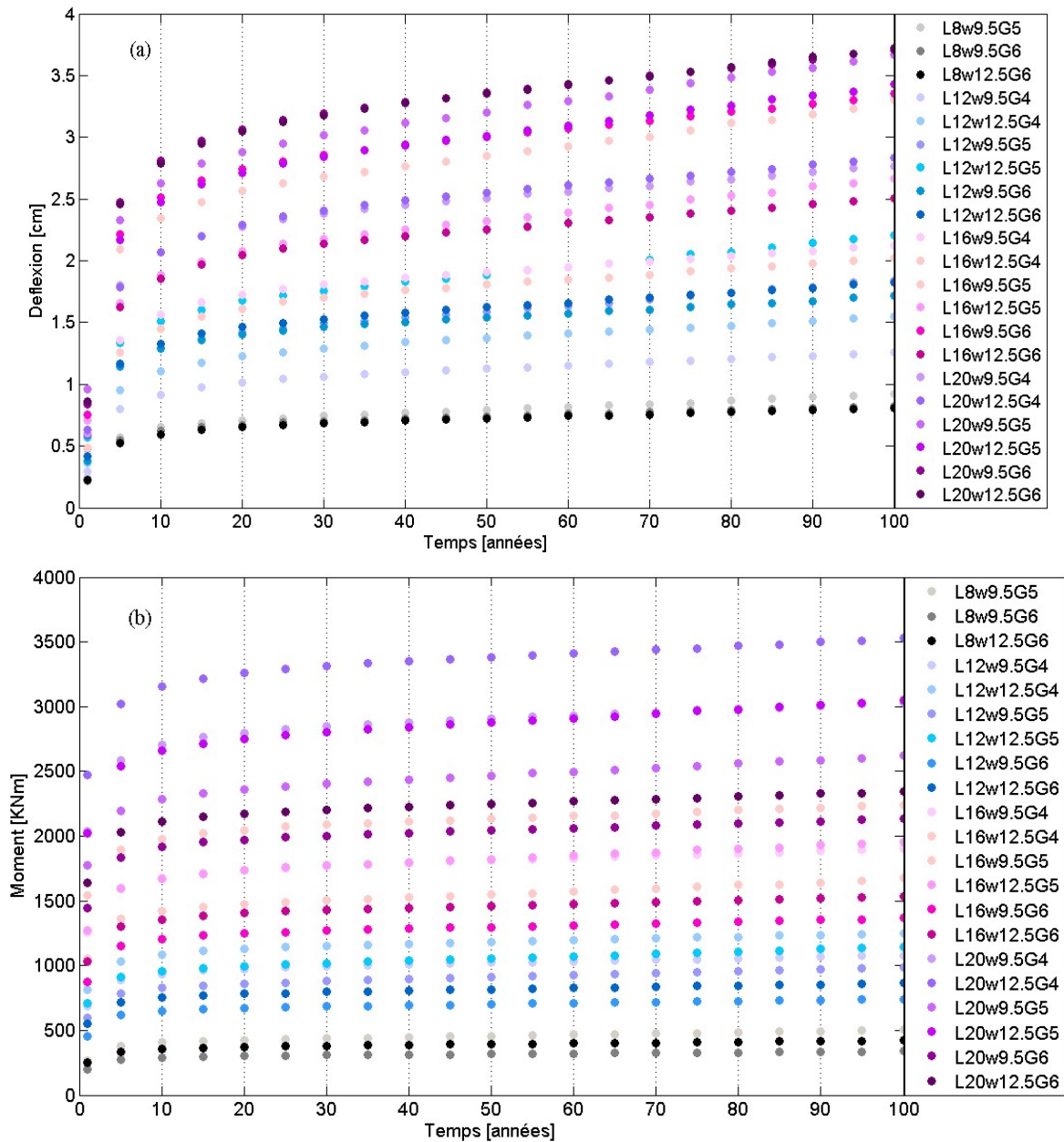


Figure 4-13 – Evolution de la valeur moyenne (a) de la déflexion (b) et du moment sollicitant pour l'ensemble des ponts

Généralement, quand la longueur de la travée augmente, les moyennes de la déflexion et du moment appliqué augmentent aussi. Pour une longueur donnée, l'ordre des courbes des

moyennes des moments appliqués est presque similaire à celui des lignes d’influence de K pour les poutres centrales (Figure 4-4). Leurs plus grandes valeurs sont pour la plus grande largeur et le plus petit nombre de poutres. Les moyennes relatives à la déflexion ne suivent pas le même ordre que celles du moment (Figure 4-13(a)), car la déflexion dépend aussi des dimensions de la section qui peuvent renforcer la rigidité flexionnelle. Cela justifie les valeurs relativement faibles de la déflexion pour les ponts ayant 4 poutres, contrairement au moment qui est le plus grand pour ce même nombre de poutres. En fait, quand le nombre de poutres diminue pour une largeur donnée, les dimensions de la section d’une poutre augmentent et le moment d’inertie à la flexion augmente aussi.

4.9 – DISTRIBUTION DES DIFFERENTES VARIABLES

Les distributions statistiques des différentes variables introduites dans l’analyse fiabiliste sont données dans le Tableau 4-2. Parmi ces variables il y en a celles liées à la géométrie de la section, aux propriétés des matériaux, à la corrosion, au fluage, au retrait et aux sollicitations.

Tableau 4-2–Lois de distribution des variables aléatoires

Description	Variable	Loi	Moyenne	Coefficient de variation	Source
Hauteur utile de la section	d	Normale	1.0124*	0.0229	[20]
Largeur de la table	b_0	Déterministe	Nominal	–	[20], [45]
Enrobage du béton	C	Normale	Nominal	0.13	[20]
Diamètre initial de la section d’acier	D_i	Lognormale	Nominal	0.05	[20]
Contrainte d’écoulement de l’acier	f_y	Normale	600 (MPa)	0.1	[56]
Contrainte de compression du béton	f_c	Normale	40 (MPa)	0.15	[56]
Coefficient de diffusion des chlorures	D_c	Lognormale	1.29 (cm ² /an)	0.1	[17]
Concentration des chlorures en surface	C_0	Lognormale	0.1 (% en masse du béton)	0.1	[17]
Concentration critique des chlorures	C_{cr}	Lognormale	0.04 (% en masse du béton)	0.1	[17]
Erreur sur le modèle du coefficient de fluage	ψ_c	Normale	1	0.339	[62]
Erreur sur le modèle de la déformation due au retrait	ψ_s	Normale	1	0.451	[62]
Humidité relative	RH	Normale	54.4%	0.075	[62]
Moment dû au poids propre	M_{DL}	Normale	Nominale	0.07	[20]
Moment dû à la superstructure	M_{SS}	Normale	Nominale	0.1	[20]
Moment dû au trafic	M_{LL}	Normale	Variable avec le temps	Variable	–

4.10 – RESULTATS ET DISCUSSIONS

Les indices de fiabilité au cours du temps sont calculés pour la famille des ponts tous les cinq ans pour les états limites de service et ultime, en se basant sur la méthode de FORM. Le calcul fiabiliste a été effectué sous Matlab en utilisant des fonctions développées dans [51].

4.10.1 – Analyse de fiabilité pour l'état limite de service

La fonction de performance pour l'état limite de service est donnée par l'équation (4.5), elle est utilisée pour le calcul des indices de fiabilité pour la famille des ponts en se basant sur la méthode de FORM, l'indice de fiabilité cible pour l'état limite de service fixé par l'Eurocode EN 1990 est de 1.5 [4].

Les indices de fiabilité calculés allant de 4.3 jusqu'à 15.2 au début de la période de service diminuent d'un taux de 56 à 71%, pour atteindre la tranche de 1.3 à 5.9 après 100 ans de service sous le seul effet de l'évolution de la charge de trafic (Figure 4-15 (a)).

En introduisant les effets du fluage et du retrait, les indices de fiabilité tombent intensivement surtout durant les 15 premières années de service, cela est directement lié à la forte augmentation de la déflexion durant cette même période (Figure 4-13 (a)).

Par suite, 71% des ponts franchissent le domaine de sécurité vis-à-vis de l'état limite de service avant l'âge de 20 ans avec un taux de diminution élevé allant de 60 à 98% (Figure 4-15 (b)). Les indices de fiabilité continuent à diminuer mais moins considérablement après cette première phase de chute (jusqu'à 15ans). Le taux de diminution moyen, étant de 55% en considérant uniquement la charge de trafic, devient plus important durant la deuxième phase de chute (après 15 ans) en introduisant les effets du fluage et du retrait. L'ordre des indices de fiabilité tenant compte du fluage et du retrait (Figure 4-15 (b)) est exactement le même que celui des moyennes de la déflexion pour une longueur donnée (Figure 4-13(a)). Les indices les plus élevés renvoient aux plus petites déflexions. Par exemple, pour le sous-ensemble des ponts de 8 m de travée, la déflexion moyenne est légèrement supérieure pour le L8w9.5G5 (Figure 4-13). Cela se traduit par une différence significative au niveau des indices de fiabilité pour l'état limite de service qui sont approximativement 40% plus petits pour ce même pont (Figure 4-15 (a)). D'après la Figure 4-15, il est évident que le fluage et le retrait n'agissent pas de la même façon sur tous les ponts et possèdent donc des effets différents sur les ponts. Par exemple, les L12w12.5G4 et L12w9.5G6 ayant des profils de fiabilité très proches avant de tenir compte du fluage et du retrait, ne restent pas comme cela après. En fait, deux facteurs essentiels contrôlent les courbures dues au fluage et au retrait et par suite la déflexion finale : la rigidité flexionnelle et la surface notationnelle du membre considéré. Le premier cause la réduction de la courbure de fluage quand il augmente et le second cause l'augmentation des courbures dues au fluage et au retrait

quand il diminue. Cela justifie le taux élevé de diminution de l'indice de fiabilité pour la plupart des ponts ayant 6 poutres comme L12w9.5G6 and L16w9.5G6 qui pourraient avoir des rigidités flexionnelles relativement faibles en plus d'une petite surface notationnelle, et par suite une plus grande déflexion.

Pour étudier l'influence de chaque paramètre séparément, on se réfère à la Figure 4-17 qui montre l'évolution des indices de fiabilité moyens vis-à-vis de la longueur, de la largeur et du nombre de poutres. Dans la Figure 4-17 (a), il est évident que les indices de fiabilité moyens sont plus grands quand la longueur est plus petite, seules les valeurs moyennes des indices de fiabilité pour une longueur de 8m de travée demeurent au dessus du seuil pour presque toute la durée de service, par contre elles traversent le seuil avant l'âge de 20 ans dans le cas des autres longueurs plus grandes en tenant compte du fluage et du retrait. En se basant sur la même figure, on peut remarquer qu'il n'y a pas de différence significative entre les tendances générales des indices moyens pour les différentes longueurs de travée, sauf pour la longueur de 8m. En fait, les ponts de 8 m de travée reçoivent des sollicitations relativement faibles en raison de l'impossibilité de présence de plus qu'un seul véhicule lourd sur une seule voie. Cependant, leur fonction de résistance dans cet état limite reste comparable à celle des autres longueurs. Cela justifie la différence notable des indices moyens pour les ponts de 8m de travée.

L'influence de la largeur du pont est moins significative, les valeurs moyennes des indices de fiabilité sont légèrement supérieure pour les ponts de plus courte largeur (Figure 4-17 (b)). Ainsi, même si le moment appliqué est plus grand dans le cas d'une plus grande largeur, cela n'est pas pareil pour la déflexion (Figure 4-13). C'est parce que la rigidité flexionnelle augmente souvent quand la largeur augmente. Par suite, l'indice de fiabilité paraît indépendant de la largeur du pont dans cet état limite.

La moyenne des indices relativement au nombre de poutres est donnée par la Figure 4-17(c), les indices moyens sont plus grands pour le cas de 4 poutres puis 6, puis 5 poutres, cela montre qu'il n'existe pas une relation proportionnelle entre le degré de fiabilité et le nombre de poutres dans cet état limite. Le moment appliqué est plus petit dans le cas d'un plus grand nombre de poutres, mais pas la déflexion qui est aussi liée à la rigidité flexionnelle. La grande différence entre les courbes relatives aux 5 et 6 poutres se réduit après l'introduction du fluage et du retrait car leur effet est plus significatif dans le cas des ponts à 6 poutres comme cité avant.

4.10.2 – Analyse de fiabilité pour l'état limite ultime

La fonction de performance dans l'équation (4.23) est utilisée pour le calcul des indices de fiabilité pour chaque pont et cela pour la poutre qui subit le plus grand effet de la distribution latérale de la charge. L'indice de fiabilité cible pour l'état limite ultime est de 3.8 pour la classe de fiabilité RC2 selon l'Eurocode EN 1990 [4].

La Figure 4-16 (a) montre que les indices de fiabilité allant de 5.3 à 7.5 (beaucoup plus importants que ceux obtenus sous la charge de conception (Figure 4-14)) commencent à diminuer surtout après 15 ans lors de l'initiation de la corrosion avec un taux de 16.5 à 28% vers l'âge de 100 ans, et cela est commun dans le cas de la corrosion générale de l'acier. Les indices de fiabilité demeurent alors dans la zone de sécurité durant toute la durée de service. Cependant, le seuil de fiabilité est atteint quand les effets du fluage et du retrait sont introduits, ainsi les indices de fiabilité diminuent dans les premières années de service d'un taux de 12 à 21%. Presque 38% des ponts atteignent le seuil avant l'âge de 60 ans.

Après la première phase de chute de l'indice de fiabilité, à peu près après 10 ans, le taux de diminution avec le temps reste supérieur à celui où seul l'effet de la corrosion est pris en compte, presque 13 à 40% plus grand dans la deuxième phase (de 10 à 100 ans). Cela peut être lié à l'effet continu du fluage sous la charge répétitive du trafic, et du retrait. La diminution totale de l'indice de fiabilité vers l'âge de 100 ans est de 38.9 à 65%.

Pour une longueur de travée donnée, une plus grande déflexion implique un plus petit indice de fiabilité avec une différence significative dans la fiabilité. Ce n'est pas le cas pour l'état limite du moment fléchissant. Si on reprend le cas du sous-ensemble des ponts de 8m de travée mais cette fois à l'état limite ultime, on remarque que les indices de fiabilité sont très proches, voire plus élevés pour le pont L8w9.5G5 (Figure 4-16(a)), étant donné que ce pont subisse le moment le plus grand dans ce sous-ensemble (Figure 4-13(b)). Ceci peut être lié au moment résistant dans la fonction de performance, par suite la surface de l'acier tendue peut varier selon le code de conception et les cas de charge, ce qui peut conduire à une plus grande résistance au moment appliqué. Cette supposition est confirmée par la valeur de l'indice de fiabilité pour ce même pont sous la charge de conception (Figure 4-14).

Similairement au cas de l'état limite de la déflexion, on peut remarquer que l'effet du fluage et du retrait peut varier considérablement d'un pont à un autre. Par exemple, le pont L12w9.5G5, ayant un comportement comparable à celui du L12w12.5G4 sous le seul effet de la corrosion, présente une réponse complètement différente en introduisant le fluage et le retrait (Figure 4-16). En fait, ce pont possède une surface notationnelle de poutre ($h = 2A_c/u$), relativement faible, ce qui implique une plus grande valeur des courbures dues au fluage et au retrait et par suite une plus grande réduction du moment résistant. Une plus petite valeur de la rigidité flexionnelle conduit aussi à une plus grande valeur de la courbure élastique et par suite à une plus grande valeur de la courbure de fluage (Eq. (4.19)). Cependant, son effet sur le moment résistant n'est pas totalement visible car la courbure totale est multipliée à nouveau par la rigidité flexionnelle afin de calculer la valeur actualisée du moment appliqué (Eq. (4.24)). Ainsi, contrairement au cas de la déflexion, les ponts à 6 poutres ayant souvent les plus faibles rigidités flexionnelles dans chaque sous-ensemble, n'ont pas nécessairement le plus grand taux de diminution des indices de fiabilité à l'état limite ultime quand le fluage et le retrait sont introduits. Cela justifie

aussi le comportement moins critique du pont L12w9.5G5 à l'état limite de la déflexion car son moment d'inertie flexionnel n'est pas si faible. Le pont L16w9.5G6 qui dépassait le L16w9.5G4 en fiabilité en tenant compte de la corrosion uniquement (Figure 4-16 (a)), subit une chute plus importante en introduisant le fluage et le retrait pour devenir au même niveau que le L16w9.5G4 (Figure 4-16 (b)). Cela peut être aussi lié à la surface notationnelle du membre considéré qui est plus faible pour le premier pont, en plus d'une valeur significativement plus faible de la rigidité flexionnelle. Cependant, le taux de décroissance pour le L16w9.5G6 est moins important que pour le L12w9.5G5 car la rigidité flexionnelle est un peu plus élevée pour le dernier pont, cela peut même conduire à un plus grand moment appliqué quand la différence entre les rigidités flexionnelles n'est pas très prononcée. Notons que le taux de décroissance demeure le plus important pour le L16w9.5G6 dans le sous-groupe des ponts à 16m pour l'état limite de la déflexion, étant donné que ce pont possède la plus petite rigidité flexionnelle (Figure 4-15 (b)). La même analyse reste valide pour les ponts L20w9.5G6 et L20w12.5G5 dans le sous-groupe des ponts de 20m de travée. Ainsi, à l'état limite du moment fléchissant, les ponts ayant le plus grand taux de décroissance de l'indice de fiabilité dans chaque sous-groupe sont ceux ayant une petite surface notationnelle des poutres et une valeur relativement moyenne à petite de la rigidité flexionnelle. Normalement, ce sont les ponts ayant 5 à 6 poutres.

Pour mieux comprendre l'influence des différents paramètres, les valeurs moyennes des indices de fiabilité sont calculées en fixant à chaque fois un paramètre. Selon les valeurs moyennes vis-à-vis de la longueur, les indices de fiabilité sont plus élevés pour les travées les plus courtes. La Figure 4-18 (a) montre que durant presque toute la durée de vie, les moyennes des indices de fiabilité pour les longueurs 8 et 12m restent en dessus du seuil même en considérant la corrosion, le fluage et le retrait, ce qui n'est pas le cas pour les longueurs 16 et 20 m, le premier entre dans la zone de défaillance après 70 ans et le dernier après seulement 40 ans de service. Cela justifie le fait que le béton armé ne sera plus le bon choix pour les travées supérieures à 16m. Bien qu'il paraisse fiable au début, ce n'est pas garanti à long terme surtout en considérant le fluage et le retrait. Ainsi il peut être remplacé par d'autres matériaux comme le béton précontraint qui est plus fiable avec le temps pour les plus longues travées.

La Figure 4-18 (b) montre l'influence de la largeur du pont qui est liée au nombre de voies ($w_{9.5}$ pour 2 voies et $w_{12.5}$ pour 3 voies). Les valeurs moyennes des indices de fiabilité pour la largeur de 9.5m sont légèrement supérieures à celles pour la largeur de 12.5m. La différence entre les deux courbes est de 10% à l'âge de 5 ans. Les lignes d'influence de K pour les poutres centrales des ponts de largeur 12.5m sont bien au dessus de celles pour les ponts de plus petite largeur (Figure 4-4). Cela conduit à des valeurs plus importantes du moment appliqué pour les ponts de plus grande largeur (Figure 4-13 (b)). Cependant, la différence n'est pas très remarquable entre les valeurs moyennes des indices de fiabilité bien qu'elle soit plus visible individuellement comme pour les ponts L20w9.5G4 et L20w12.5G4 (Figure 4-16). En fait,

quelques ponts de 12.5m de largeur, comme L12w12.5G5 et L20w12.5G5 présentent de plus grands indices de fiabilité que leurs semblables de plus petite largeur (Figure 4-16), ces ponts possèdent une plus grande résistance selon leur conception comme le montre la Figure 4-14. Cela justifie alors la proximité des deux courbes pour les valeurs moyennes des indices.

Les valeurs moyennes des indices de fiabilité pour 4,5 et 6 poutres sont aussi données par la Figure 4-18 (c)). Quand le nombre de poutres augmente et pour une largeur donnée, la distance entre les poutres diminue et par suite la distribution latérale de la charge diminue aussi (Figure 4-4Figure 4-5). Cela est plus visible dans le cas des poutres centrales. Pour une longueur donnée, le moment appliqué est même plus important dans le cas d'un plus petit nombre de poutres. Cela n'implique pas forcément un indice de fiabilité plus petit pour les ponts ayant un plus petit nombre de poutres car le moment résistant peut être plus important dans certains cas comme pour le L12w12.5G5 versus L12w12.5G6 (Figure 4-14). La tendance générale pour les valeurs moyennes augmente avec le nombre de poutres (Figure 4-18 (c)).

4.11 – CONCLUSIONS

Ce chapitre présente une analyse fiabiliste au cours du temps pour une famille de ponts en béton armé tout en considérant deux états limites, en introduisant les effets au cours du temps du fluage et du retrait qui sont rarement introduits dans les études antérieures. Une méthodologie pour tenir compte l'effet du fluage sous la charge de trafic variable a été également présentée par discrétisation des valeurs moyennes des sollicitations dues au trafic avec un intervalle de temps d'un an, et l'interaction entre les deux états limites a été aussi discutée.

L'analyse des résultats obtenus conduit aux principales conclusions suivantes:

1. Le fluage et le retrait auraient une influence majeure sur l'indice de fiabilité surtout durant les 10 premières années dans le cas des deux états limites ultime et de service, après cette période l'indice de fiabilité continue à diminuer mais moins considérablement.
2. L'effet du fluage et du retrait peut varier d'un pont à un autre dans un même état limite et d'un état limite à autre pour le même pont. Leur plus grand effet a été détecté pour les ponts à 6 poutres à l'état limite de la déflexion et pour les ponts ayant 5 à 6 poutres dans le cas de l'état limite du moment fléchissant.
3. La limite pour la déflexion sous la charge de trafic fixée à $L/800$ n'est pas pertinente surtout en considérant le fluage et le retrait. Les valeurs des indices de fiabilité atteintes sont bien en dessous du seuil donné pour l'état limite de service.
4. Bien que le moment fléchissant soit déduit de la déflexion et par suite les mêmes conditions soient appliquées en termes de fluage et de retrait, l'état limite de la déflexion est atteint bien avant l'état limite du moment fléchissant. Ainsi les grandes déflexions ne sont pas nécessairement un signe de déficience structurale.

5. Le taux de diminution de l'indice de fiabilité est beaucoup plus grand dans le cas de l'état limite de service que dans l'état limite ultime même sous les mêmes conditions d'analyse.
6. L'influence de la longueur de travée et de la largeur du pont est plus pertinente dans le cas de l'état limite du moment fléchissant. La largeur du pont n'a à peu près pas d'influence à l'état limite de la déflexion au moins pour les cas adoptés de disposition latérale des charges. De même, la longueur de la travée possède une petite influence sur la fiabilité à l'état limite de la déflexion.
7. Le nombre de poutres, implicitement la distance entre les poutres, conduit à des résultats divergents à l'état limite de la déflexion. En fait, cet état limite est très influencé par la rigidité flexionnelle qui dépend fortement de la hauteur de la section en plus de la distance entre les poutres.
8. A l'état limite ultime, la longueur de la travée et la distance entre les poutres ont le plus d'influence sur l'indice de fiabilité.
9. L'influence de la largeur du pont est plus importante dans le cas de l'état limite du moment fléchissant que dans celui de la déflexion.

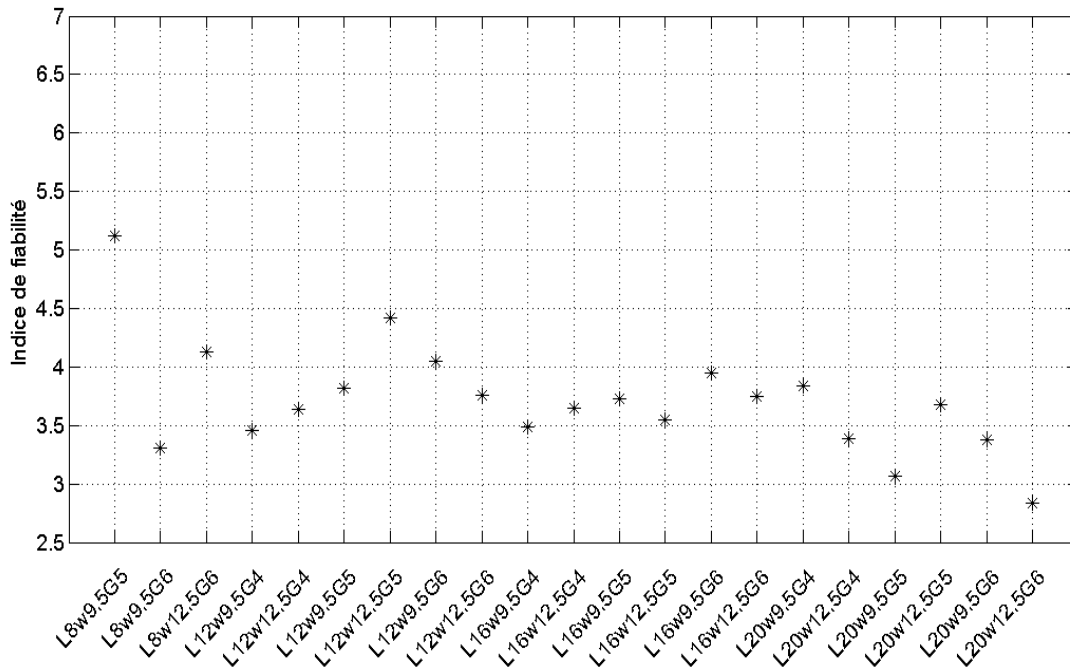


Figure 4-14 – Indices de fiabilité sous la charge de conception

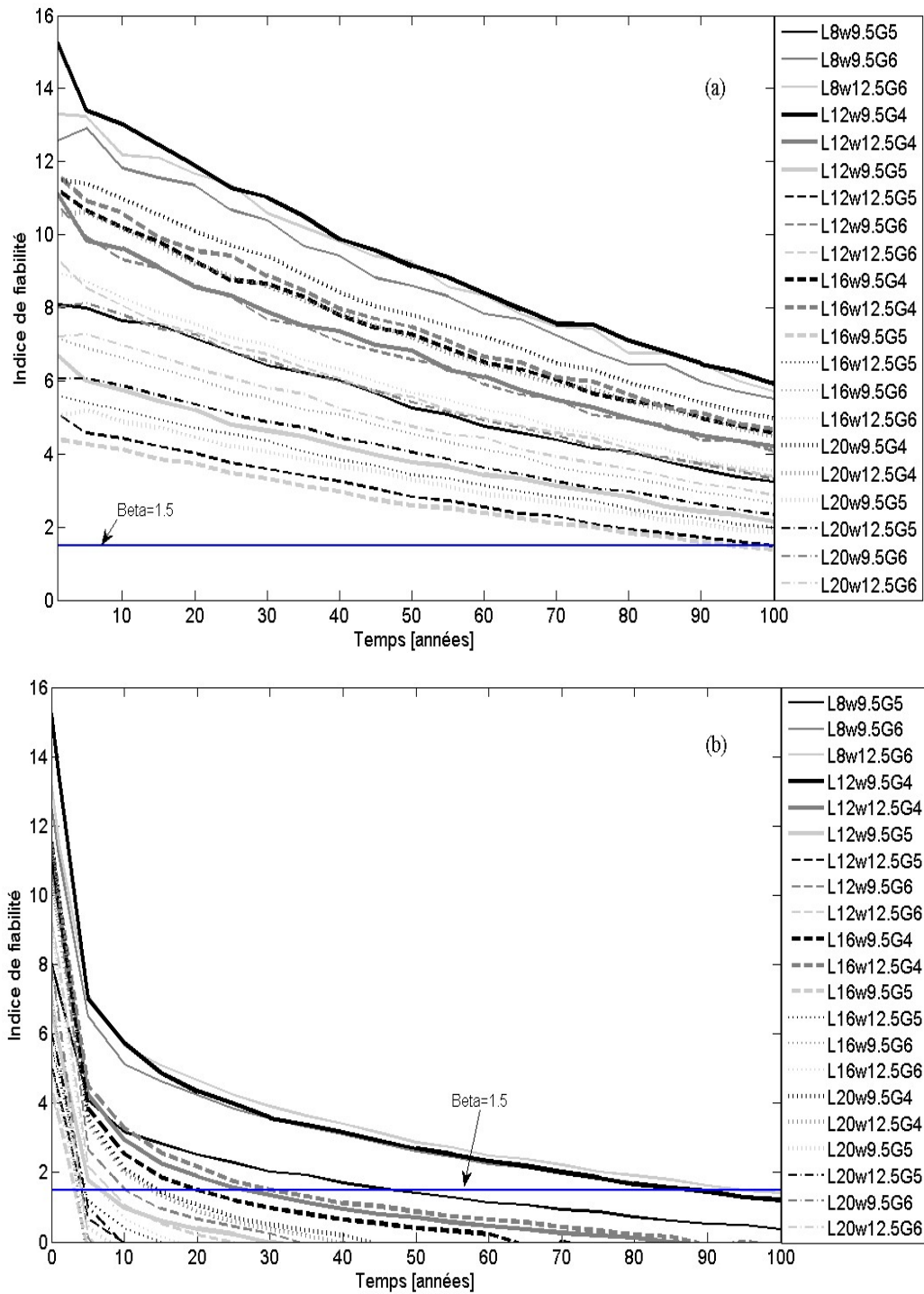


Figure 4-15 – Indices de fiabilité pour l'état limite de service en considérant (a) uniquement l'évolution du trafic et (b) le fluage et le retrait en plus de l'évolution du trafic

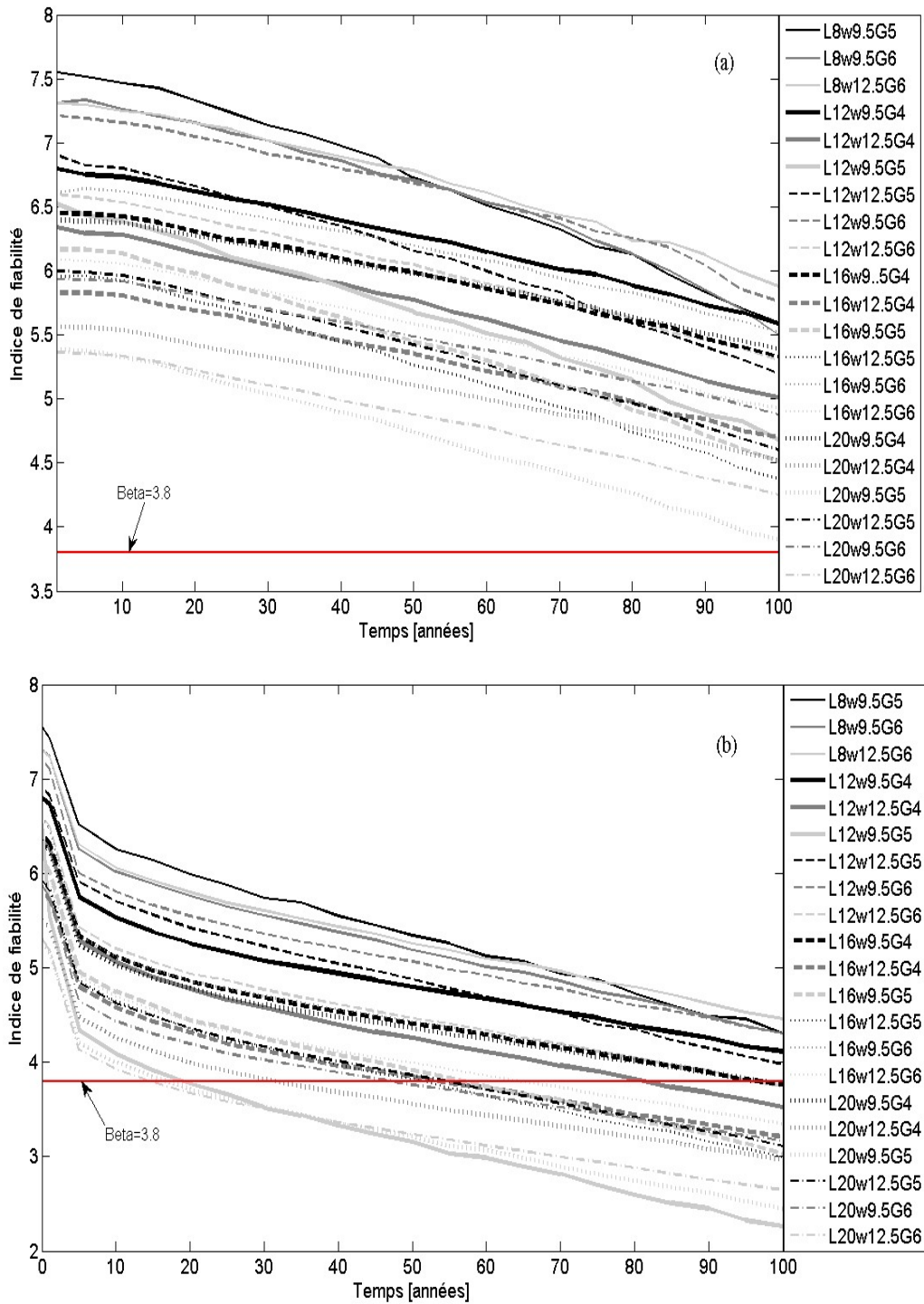
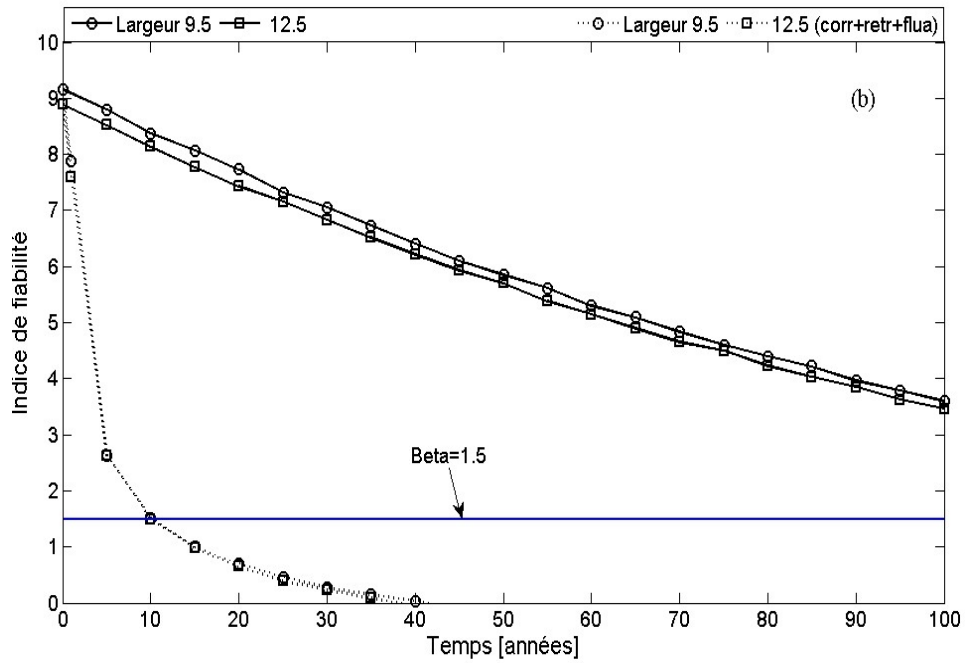
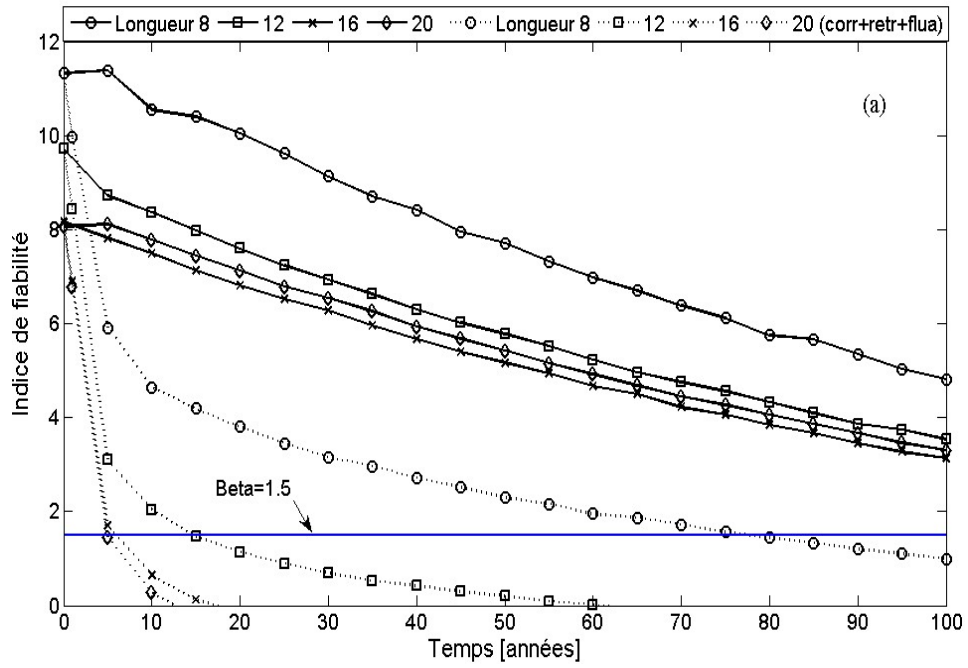


Figure 4-16 – Indices de fiabilité pour l'état limite ultime en considérant (a) uniquement la corrosion et (b) le fluage et le retrait en plus de la corrosion



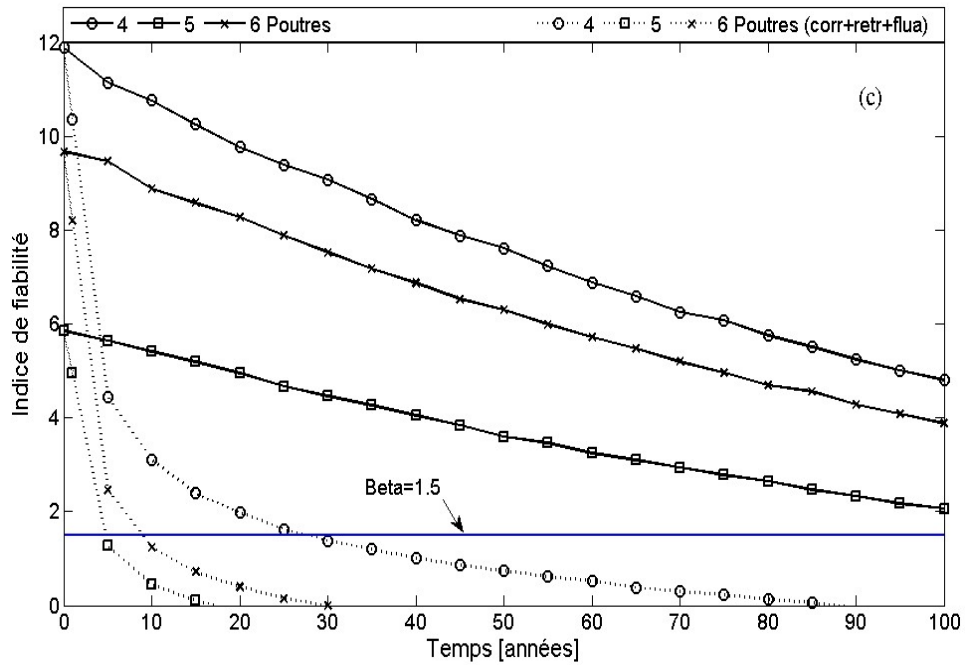
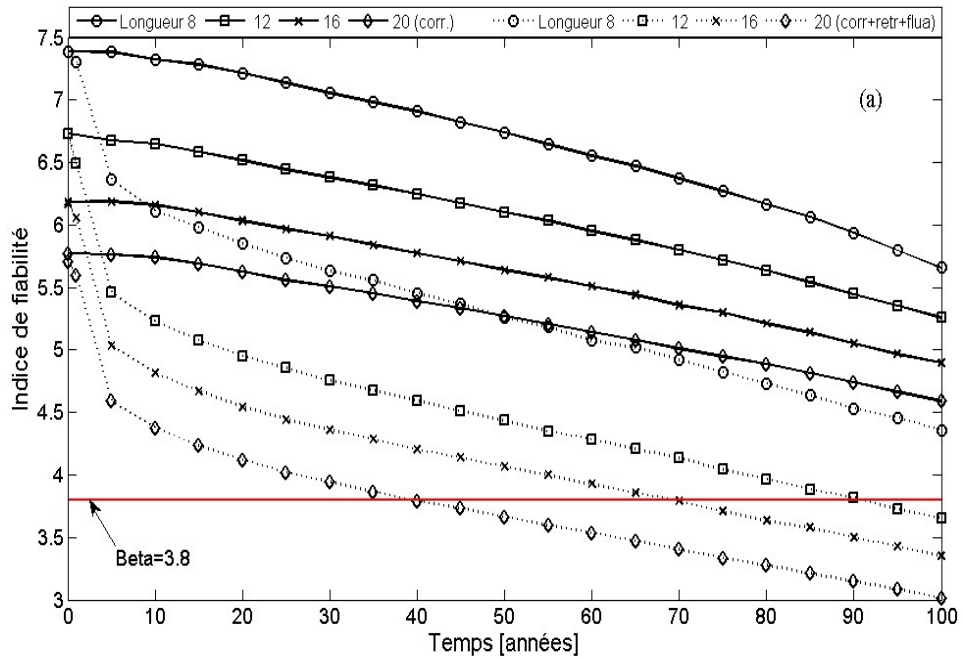


Figure 4-17– Indices de fiabilité vis à vis de (a) la longueur (b) la largeur et du (c) nombre de poutres pour l'état limite de service



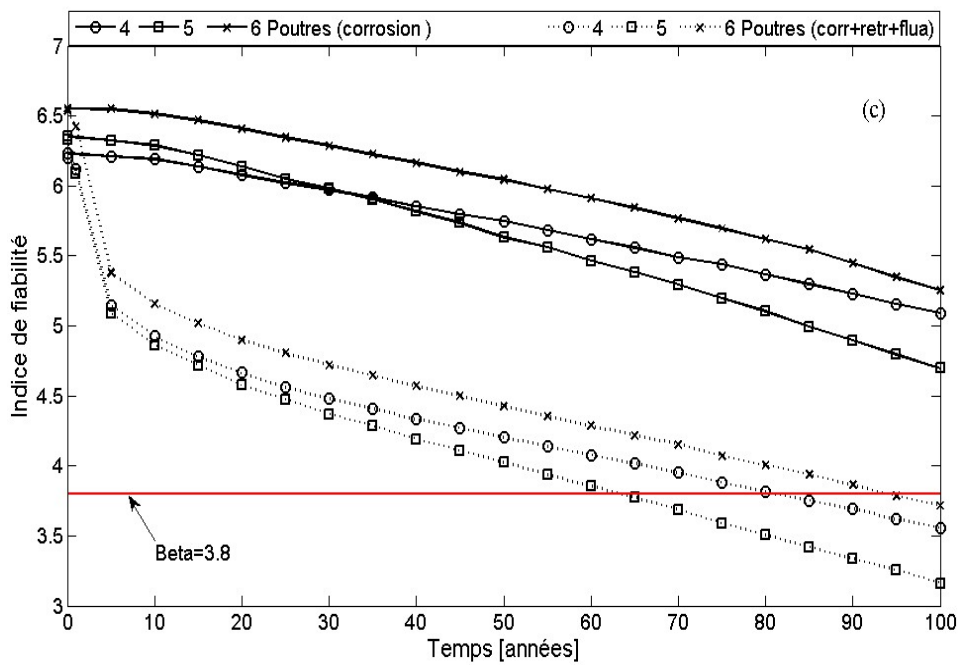
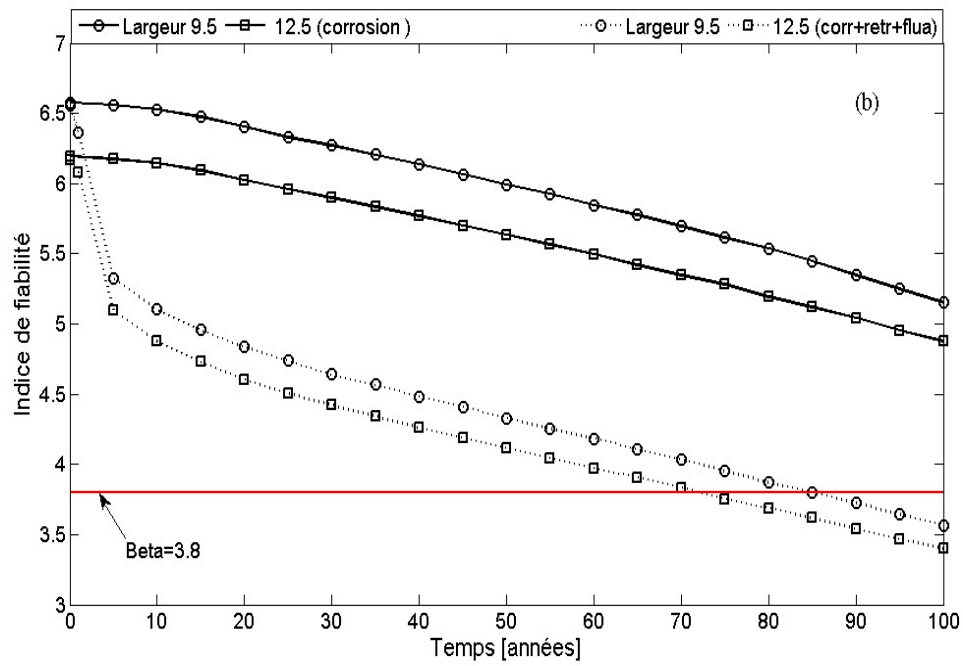


Figure 4-18– Indices de fiabilité vis à vis de (a) la longueur (b) la largeur et du (c) nombre de poutres pour l'état limite ultime

**CHAPITRE 5 L'OPTIMISATION GENETIQUE POUR
ACTUALISER LES PARAMETRES DE DEGRADATION**

5.1 – INTRODUCTION

Le maintien de la structure des ponts dans de bonnes conditions de service est maintenant obligatoire et a été sélectionné par l’AASHTO parmi les cinq premières problématiques liées aux ponts. Par la suite, de nombreux systèmes de gestion des ponts (Bridge Management Systems BMSs) ont été développés basés sur l’inspection visuelle, dans le but de déterminer le moment approprié pour effectuer la maintenance ou la réhabilitation, les méthodes traditionnelles non-destructives (NDT) pour les ponts en béton sont bien détaillées dans [15]. Dans la dernière décennie, avec le développement technologique, un processus d’évaluation plus puissant a émergé appelé surveillance de santé structurelle (Structural Health Monitoring SHM) qui est basé sur la mise en œuvre de systèmes de surveillance de la structure pour mesurer sa réponse en temps réel, cela constitue un outil efficace pour prévoir les endommagements précoces de la structure [72]. Par exemple, la surveillance des vibrations pourrait être un indicateur des propriétés physiques des structures telles que la masse, l’amortissement et la rigidité [73].

Cependant, la réponse réelle d’une structure comme sa déflexion, vis-à-vis des sollicitations, généralement diffère des prédictions obtenues par les modèles théoriques. Le présent chapitre présente une approche afin de localiser la meilleure période pour effectuer la surveillance dans le cas des ponts en béton armé. La période recherchée permettrait d’actualiser au mieux les modèles théoriques afin de mieux représenter le comportement structural au cours du temps. La méthode de raisonnement est basée sur la variation de certains paramètres dans les formules de dégradation de la rigidité flexionnelle de manière à se rapprocher le plus possible d’une courbe estimée sur la déflexion du pont au cours du temps, en considérant un modèle de trafic réaliste basé sur les données de pesage en marche qui est bien détaillé dans le deuxième chapitre. Ainsi, l’optimisation génétique est employée pour actualiser une loi existante de la rigidité flexionnelle en minimisant la différence entre les mesures simulées de la déflexion et celles calculées théoriquement. Les mesures seront simulées sur plusieurs tranches de temps en se servant des données de pesage en marche des véhicules. La méthodologie proposée est appliquée sur la famille représentative des 21 ponts routiers. Cette méthode constituera un outil de base pour l’estimation de l’état de performance d’une structure au cours du temps en cas de disponibilité de données issues du SHM.

5.2 – TECHNIQUES DE SURVEILLANCE DE LA DEFLEXION

Dans les dernières années, les techniques de surveillance de santé structurelle des ponts (*structural health monitoring SHM*) se sont développées rapidement avec le progrès des technologies d’acquisition des données et des capteurs [74]. La déflexion constitue l’un des paramètres surveillés les plus efficaces pour le diagnostic de la santé structurelle, elle peut indiquer la présence d’endommagement et des changements dans la structure quand elle est

excessive. Cependant, la surveillance de la déflexion n’est pas toujours aisée à l’aide des technologies conventionnelles qui exigent souvent un point de référence fixe, ce qui est difficilement assuré surtout quand le pont franchit un espace d’eau ou bien une autoroute. De nos jours, ce problème a pu être dépassé et des nouvelles méthodes plus pratiques se sont développées comme la mesure photogrammétrique sans contact de la déflexion verticale [75], [76], la méthode d’inclinomètre [77], la corrélation d’image numérique basée sur l’enregistrement des images de la surface d’une poutre avant et après déformation [78], [79] et la méthode sans référence utilisant les capteurs en fibre optique [80]. Actuellement, les récepteurs GPS sont aussi utilisés pour surveiller la déflexion comme dans le cas des ponts West Gate en Australie [81] et Warsaw à Pologne [82]. Par suite, l’enregistrement de la déflexion en temps réel est maintenant devenu une pratique émergente.

5.3 – DESCRIPTION DU PROBLEME

La surveillance continue des infrastructures n’est pas toujours rentable. Ainsi le besoin d’une méthode puissante pour l’interprétation et l’analyse des mesures en plus de la sélection de la meilleure période de surveillance deviennent essentiels. L’objectif de ce chapitre réside donc dans la détection de la meilleure période pour effectuer la surveillance dans le but d’actualiser les modèles théoriques de la façon la plus correcte. Ce genre de problème est normalement traité en utilisant les méthodes d’actualisation des modèles ou d’identification des paramètres. Trois types essentiels des méthodes d’actualisation des modèles sont utilisés dans le cas des infrastructures civiles : la minimisation résiduelle, l’actualisation Bayésienne et la modélisation multiple [83]. Les données sur les vibrations ont été souvent utilisées pour calculer les coefficients de rigidité qui permettent de produire les fréquences mesurées et les modes propres [84], un exemple d’application d’une extension de l’approche d’identification Bayésienne pour identifier les paramètres de rigidité d’un bâtiment de 15 étages en se basant sur les données dynamiques disponibles est présenté dans [85]. D’autre part, l’utilisation de la déflexion statique ou de la déformation dans l’actualisation des modèles n’est pas peu fréquente. Par exemple, dans [86] est appliquée la méthode d’erreur de sortie (*output error*) pour l’identification de l’endommagement local dans les membres d’un treillis, en se basant sur les mesures simulées de la déflexion statique ; un algorithme d’identification statique des paramètres est aussi développé dans [87] afin de prédire la rigidité flexionnelle pour la pile d’un pont en béton armé en se basant sur des données simulées de la déflexion statique. Un algorithme probabiliste de recherche globale PGSL est utilisé dans [88] afin d’identifier les conditions aux limites aboutissant à un minimum d’écart avec les données de la déflexion issues d’un test de chargement statique sur un pont. Les données statiques sur la déformation sont utilisées dans [89] afin de calibrer d’une façon continue le modèle élément fini à l’aide des réseaux de neurones artificiels ANN.

Dans la plupart des études précédentes, l’évolution avec le temps n’est pas considérée dans les modèles actualisés. Dans ce travail, on cherche à actualiser les paramètres d’une loi existante de l’évolution de la rigidité flexionnelle avec le nombre cumulatif des cycles de chargement du trafic, permettant ainsi d’estimer correctement la rigidité dans le temps. Dans les problèmes similaires, la corrélation entre les réponses mesurée et théorique est assurée par les méthodes d’optimisation sans dérivées, sans avoir besoin d’information à propos de la fonction à minimiser [90], vu la difficulté d’avoir une forme mathématique bien définie de cette fonction surtout en présence d’un chargement stochastique ou des données perturbées .

Comme première étape, les paramètres à identifier sont liés à la rigidité globale de la poutre du pont. Dans notre cas, on s’est basé sur la déflexion statique pour actualiser les paramètres de la rigidité en se servant de l’algorithme génétique décrit dans [91], c’est un problème qui fait partie de la minimisation résiduelle. Cet algorithme a prouvé sa capacité de convergence même dans le cas de données fortement dispersées ou d’un grand nombre de paramètres [92], [93].

Les ponts en béton armé constituent une grande majorité des ponts construits [94]. La méthodologie proposée sera appliquée sur l’ensemble des 21 ponts routiers. Leur diagnostic basé sur la surveillance de la déflexion statique le long d’une certaine période de la durée de service, constituera un simple moyen dans les stratégies d’évaluation. La déflexion statique est simulée sous un modèle de trafic réaliste. Les paramètres sont calculés en se basant sur différentes périodes de mesure. La précision des paramètres pour une période donnée est vérifiée par leur capacité à aboutir à des résultats convergents après extrapolation de la déflexion sur une période de 100 ans.

5.4 – APERÇU DE LA METHODE PROPOSEE

Dans cette méthode, on s’est basé sur la déflexion à long terme afin d’actualiser les lois existantes de la dégradation de la rigidité flexionnelle pour les ponts en béton armé. Les mesures de la déflexion statique sont simulées sur différents intervalles de temps. Ces mesures simulées servent de base pour la comparaison avec les sorties du modèle théorique sur la déflexion.

Durant sa période de service, un pont typique en béton armé est soumis à des cycles continus de chargement avec des amplitudes variables causés par le trafic, ces cycles peuvent contribuer à la détérioration des matériaux constitutifs. L’effet de la fatigue sur le béton se manifeste par la diminution de son module d’Young $E_{c,N}$ [60], [98] et du moment d’inertie à la flexion.

L’effet du chargement cyclique est introduit dans les deux cas : Une fois en calculant la courbure avec le temps et puis en déduisant la valeur de la déflexion (simulation des mesures) et

une autre fois en utilisant les lois de dégradation de la rigidité flexionnelle qui sont directement introduites dans le calcul de la déflexion (modèle théorique).

D’autre part, l’utilisation des charges proposées par les codes de conception des ouvrages conduit à surestimer les résultats finaux. Dans ce travail, le modèle de trafic réaliste déjà présenté dans le CHAPITRE 2 et qui est basé sur des données de pesage en marche est utilisé. Ceci permet de décrire l’effet du trafic routier sur le pont durant sa période de service, et par suite l’estimation de la déflexion sera plus réaliste.

Le calcul de la déflexion selon le modèle théorique aboutit à une surestimation de sa valeur avec le temps car elle est basée sur des paramètres empiriques. Pour cela l’algorithme génétique est utilisé afin d’ajuster la valeur de certains paramètres dans les lois de dégradation de la rigidité flexionnelle. L’objectif de l’optimisation est de minimiser l’écart entre les sorties de la réponse simulée sur la déflexion et celles issues du modèle théorique. Un cadre général de la méthodologie proposée est donné par la Figure 5-1.

5.4.1 – Simulation des mesures de la déflexion statique au cours du temps

Les mesures de la déflexion sont simulées en se basant sur la méthode décrite dans le chapitre précédent, paragraphe 4.6.1 -. Cette méthode consiste à calculer la courbure totale au cours du temps et d’en déduire la valeur de la déflexion. L’effet du fluage et du retrait est introduit dans le calcul de la courbure, les détails sont déjà présentés.

5.4.2 – Calcul de la déflexion théorique au cours du temps

Dans ce cas, la déflexion est calculée par éléments finis, la poutre du pont est modélisée à partir des éléments poutre avec deux degrés de liberté, le déplacement vertical et la rotation dans le plan. Les forces et les moments sur chaque nœud peuvent être exprimés en terme des degrés de liberté et cela donne une matrice sous la forme $\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{F}$, où \mathbf{K} est la matrice de rigidité, \mathbf{u} le vecteur déplacement et \mathbf{F} le vecteur force. Le trafic est représenté par des charges ponctuelles, à chaque pas de temps une nouvelle configuration de véhicules est simulée selon le trafic développé. La discretisation de la poutre à chaque pas de temps varie selon la position des véhicules de façon à avoir un nœud au droit de chaque charge ponctuelle. C’est une modélisation « pseudo statique » de la charge mobile. La déflexion au cours du temps est déduite du déplacement vertical dans le vecteur \mathbf{u} en résolvant le système $\mathbf{u} = \mathbf{F}/\mathbf{K}$. Le fluage dû au chargement cyclique du trafic est pris en compte par la dégradation de la rigidité flexionnelle EI dans la matrice de rigidité \mathbf{K} .

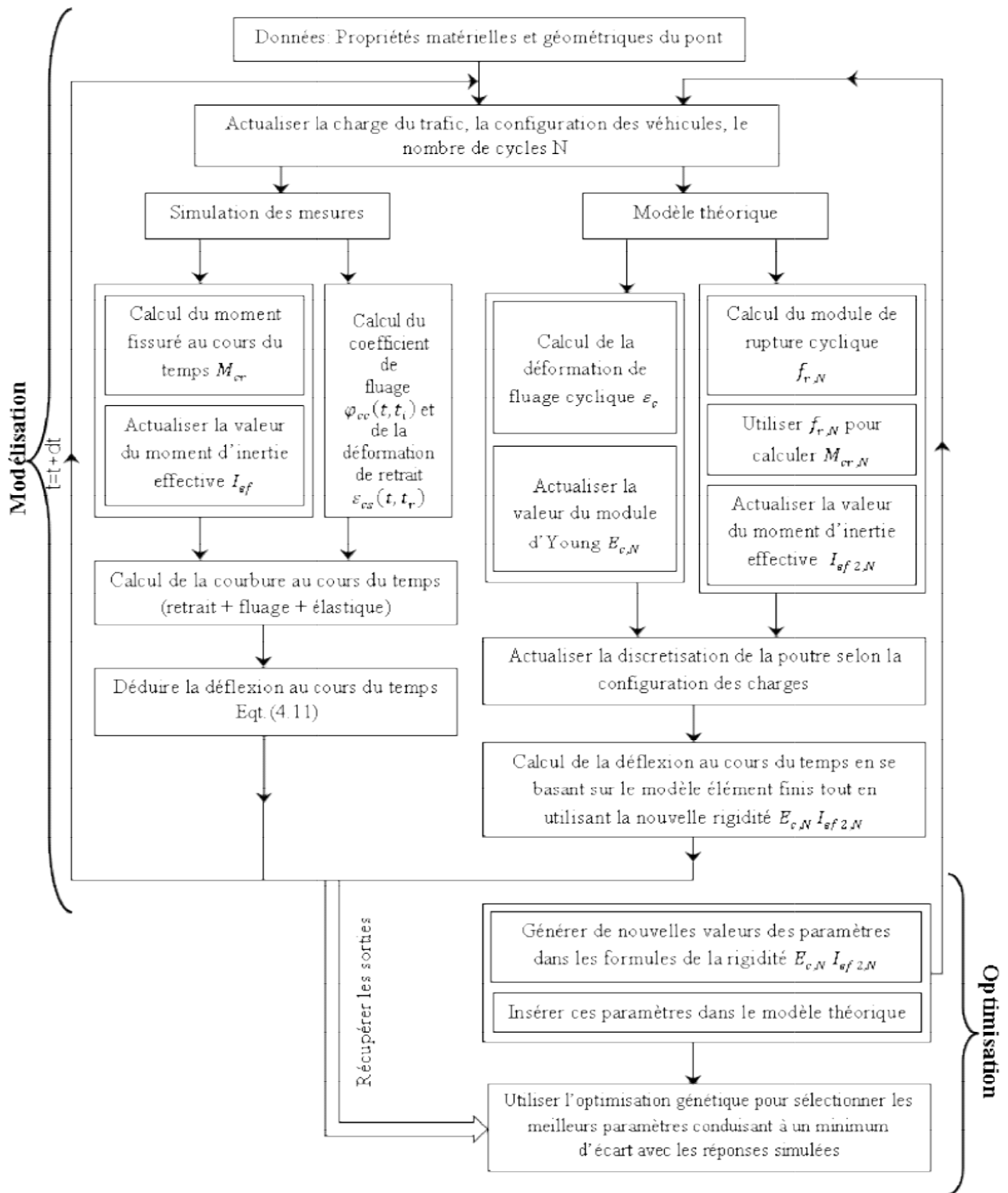


Figure 5-1– Organigramme de la méthode proposée

La rigidité peut être mesurée expérimentalement par des tests dynamiques ou d’oscillations non-destructifs en se basant sur la fonction de réponse fréquentielle, l’endommagement de la structure affecte sa réponse structurelle et par suite la réduction de la rigidité peut être détectée [32]. La détection de l’endommagement selon la rigidité globale est encore établit en se basant sur les technologies de pesage en marche, les systèmes de pesage en marche relatifs aux ponts (B-WIM systems) peuvent enregistrer la déformation du pont afin d’estimer le poids des véhicules, la réduction de la rigidité induit une augmentation dans la déformation [22]. Dans ce travail on s’est basé sur le modèle analytique de Balaguru and Shah [99] pour la dégradation de la rigidité flexionnelle. Le module d’Young cyclique $E_{c,N}$ est exprimé en fonction de la déformation cyclique de fluage ε_c , le moment d’inertie effectif I_{ef} est calculé en utilisant la formule de Branson en tenant compte de la réduction du module de rupture à cause de la fatigue.

$$E_{c,N} = \frac{\sigma_{max}}{\frac{\sigma_{max}}{E} + \varepsilon_c} \quad (5.1)$$

où $E_{c,N}$ est le module d’Young après N cycles, E est le module d’Young initial et ε_c est la déformation cyclique due au fluage qui est donnée par :

$$\varepsilon_c = 129. \sigma_m \cdot t^{1/3} + 17.8. \sigma_m \cdot \Delta \cdot N^{1/3} \quad (5.2)$$

Dans l’équation (5.2), ε_c est en micro mm/mm, t est le temps dès le début du chargement en heures, σ_m et Δ sont la contrainte moyenne et la plage de contrainte respectivement et sont exprimées comme fraction de la contrainte de compression du béton, $\sigma_m = (\sigma_{max} + \sigma_{min})/2fc$ et $\Delta = (\sigma_{max} - \sigma_{min})/fc$, où σ_{max} et σ_{min} sont respectivement les contraintes maximale et minimale liées à la charge totale (charge permanente et charge de trafic) et à la charge permanente uniquement.

Le moment d’inertie effectif est donné par :

$$I_{ef2} = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr}) \quad (5.3)$$

où I_{ef2} , I_{cr} et I_g sont respectivement le moment d’inertie effectif, fissuré et non fissuré pour la section de poutre (voir paragraphe 4.6.1.1-, M_a est le moment maximal appliqué le long de la poutre et M_{cr} est le moment de fissuration qui est donné par $M_{cr2} = f_r I_g / (h - \bar{y})$, \bar{y} est la profondeur de l’axe neutre dans la section non fissurée.

La réduction de la rigidité est aussi considérée en utilisant le module de rupture (contrainte maximale à la traction du béton) en fonction du nombre de cycles dans la formule du moment de

fissuration, ainsi la réduction du module de rupture conduit à une réduction progressive du moment de fissuration qui cause, par suite, une réduction du moment d’inertie effectif.

$$f_{r,N} = f_r \cdot \left(1 - \frac{\log_{10} N}{10.954}\right) \quad (5.4)$$

La rigidité réduite d’une poutre après N cycles sera donc $E_{c,N}I_{ef,N}$.

5.5 – CHARGE CYCLIQUE

La charge provenant du trafic routier peut être assimilé à un chargement cyclique à amplitude variable, le modèle de trafic déjà décrit dans le CHAPITRE 2 est adopté pour la simulation des charges de véhicules avec le temps.

5.6 – OPTIMISATION GENETIQUE

5.6.1 – Démarches à suivre

Ayant les données simulées de la déflexion à long terme pour une certaine période de temps, la déflexion est ensuite calculée d’une manière théorique en utilisant la méthode décrite dans le paragraphe 5.4.2 -. Les sorties théoriques seront rapprochées des données de référence dans le but d’améliorer la loi de dégradation de la rigidité en suggérant de nouvelles valeurs pour certains paramètres.

Cette étape est effectuée à l’aide de l’algorithme génétique [91] qui constitue un outil d’optimisation robuste imitant le même processus de la sélection naturelle (évolution biologique). Il est recommandé en cas de faible connaissance du domaine de recherche ou dans le cas d’existence d’un grand nombre de paramètres à chercher ou bien quand la fonction à minimiser ne possède pas une forme mathématique régulière. Pareil pour notre cas, où les mesures simulées de la déflexion sont dispersées. Ainsi, il est difficile d’obtenir une forme explicite de la fonction objective à minimiser, surtout en présence d’un chargement de trafic variable et stochastique, les méthodes de gradient ne sont donc pas applicables.

Contrairement aux fonctions FMINS sur Matlab, qui nécessitent la détermination d’un point de départ affectant le succès de l’optimisation, cet algorithme d’optimisation basé sur la recherche stochastique est orienté par quelques opérateurs génétiques comme la sélection, le croisement et la mutation. Cela aboutit à une population plus diversifiée et moins susceptible d’être coincée dans un optimum local et donc garantit une solution optimale globale.

La sélection d’un individu est basée sur son adéquation après un processus d’évaluation à l’aide d’une fonction objective. Les individus les plus adéquats ont plus de chance d’être hérités dans la prochaine génération, les plus forts ont tendance à s’adapter et survivre et les faibles tendent à s’éteindre.

La fonction objective représente un coffre noir pour l’algorithme génétique, ce dernier s’y base sans nécessité de la moindre information sur sa structure ou son modèle mathématique qui ne sont pas toujours évidents dans beaucoup de problèmes relevant du monde réel. Par exemple, les données sur la déflexion provenant de la surveillance en temps réel ou calculées selon la première méthode décrite avant où il s’avère difficile d’avoir une formule explicite de la fonction objective avec toutes les contraintes surtout le chargement stochastique du trafic.

La formulation générale de la fonction objective à minimiser utilisée dans ce problème d’optimisation est donnée par l’équation suivante :

$$\sum (y_1(t) - y_2(t))^2 \tag{5.5}$$

où $y_1(t)$ est la déflexion simulée au cours du temps calculée en utilisant la première méthode et adoptée comme référence pour l’optimisation, $y_2(t)$ représente les données théoriques de la déflexion au cours du temps, calculées selon le paragraphe 5.4.2 –.

5.6.2 – Principales étapes de l’optimisation

Les principales étapes de l’optimisation génétique peuvent être résumées comme suit :

1. Générer aléatoirement une population initiale des individus, chaque individu est assimilé à un chromosome et représente un set de paramètres qui constituent une solution réalisable du problème d’optimisation. Dans notre cas, un individu est composé de 5 paramètres (p_1, p_2, p_3, p_4, p_5) qui sont présentés dans le Tableau 5-1 ;
2. La forme générale de la population pour une génération donnée est comme suit :

$$\begin{pmatrix} p_1^1 & p_2^1 & p_3^1 & p_4^1 & p_5^1 \\ p_1^2 & p_2^2 & p_3^2 & p_4^2 & p_5^2 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ p_1^i & p_2^i & p_3^i & p_4^i & p_5^i \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ p_1^n & p_2^n & p_3^n & p_4^n & p_5^n \end{pmatrix}$$

3. A l’aide de la fonction objective, calculer l’écart relatif à chaque individu dans la population ;

4. Sélectionner les meilleurs individus, ceux qui aboutissent aux plus petits écarts par rapport aux données de référence, puis effectuer le croisement et la mutation des autres individus pour former une nouvelle progéniture tout en conservant le même nombre initial d’individus et la même taille de la population ;
5. Remplacer la population actuelle par celle transformée ;
6. Répéter les étapes 3,4 et 5 jusqu’à atteindre le nombre de générations fixé au début selon les circonstances du problème.

Ces étapes sont résumées par l’algorithme de la Figure 5-2.

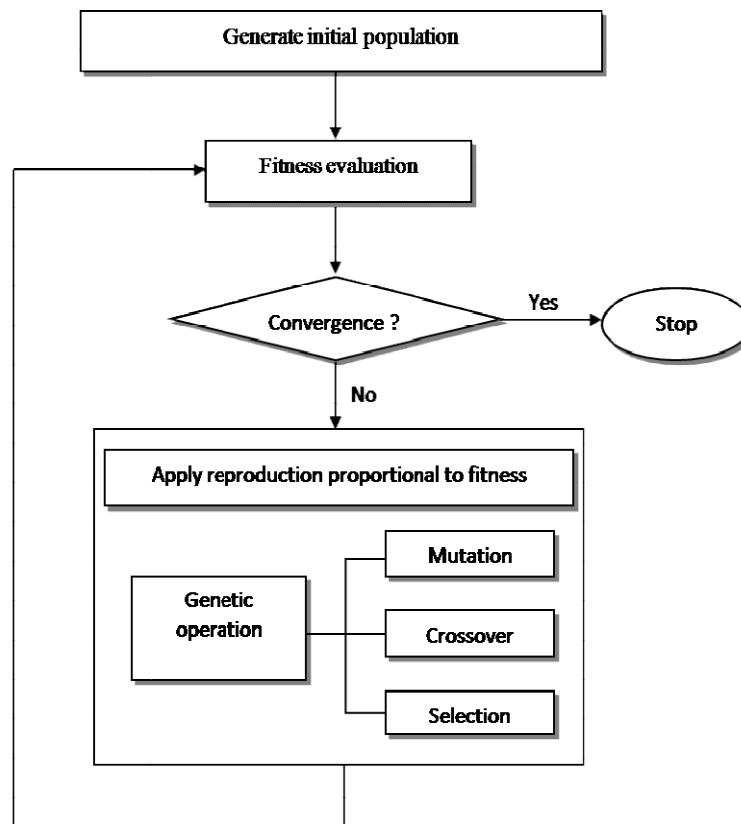


Figure 5-2– Schéma général d’un algorithme génétique

Un autre exemple de la matrice d’une population, où chaque individu représente une ligne avec les différentes opérations génétiques qui y sont appliquées, est donné par la Figure 5-3. Cette

dernière montre les paramètres de distribution du poids total des véhicules sur les essieux individuels.

$$\text{Population} \left\{ \begin{array}{cccccccccccc}
 \alpha_1^1 & \beta_1^1 & \alpha_2^1 & \beta_2^1 & \dots & \alpha_{io}^1 & \beta_{io}^1 & \alpha_{ip}^1 & \beta_{ip}^1 & \dots & \alpha_{12o}^1 & \beta_{12o}^1 & \alpha_{12p}^1 & \beta_{12p}^1 \\
 \alpha_1^2 & \beta_1^2 & \alpha_2^2 & \beta_2^2 & \dots & \alpha_{io}^2 & \beta_{io}^2 & \alpha_{ip}^2 & \beta_{ip}^2 & \dots & \alpha_{12o}^2 & \beta_{12o}^2 & \alpha_{12p}^2 & \beta_{12p}^2 \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \backslash & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \backslash & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 \alpha_1^i & \beta_1^i & \alpha_2^i & \beta_2^i & \dots & \alpha_{io}^i & \beta_{io}^i & \alpha_{ip}^i & \beta_{ip}^i & \dots & \alpha_{12o}^i & \beta_{12o}^i & \alpha_{12p}^i & \beta_{12p}^i \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \backslash & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \backslash & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
 \alpha_1^n & \beta_1^n & \alpha_2^n & \beta_2^n & \dots & \alpha_{io}^n & \beta_{io}^n & \alpha_{ip}^n & \beta_{ip}^n & \dots & \alpha_{12o}^n & \beta_{12o}^n & \alpha_{12p}^n & \beta_{12p}^n
 \end{array} \right\} \begin{array}{l}
 \text{Élites} \\
 \text{Croisement} \\
 \text{Mutation}
 \end{array}$$

Figure 5-3– Exemple d’une matrice de population pour les paramètres de distribution du poids total des véhicules

5.7 – APPLICATION DE LA METHODE PROPOSEE

5.7.1 – Présentation de l’ensemble des ponts

La méthodologie proposée est appliquée à la famille de ponts présentés dans le CHAPITRE 3. Ces ponts présentent différents longueurs, largeurs et nombre de poutres et sont désignés par une chaîne de caractères comme déjà décrit. Etant donné que le calcul pour l’ensemble nécessite assez de temps, une étude préliminaire sur un pont unique a été établie afin de pouvoir sélectionner la période propice à l’optimisation.

5.7.2 – Etude préliminaire et discussions

Comme dans le cas réel, il n’est pas possible d’avoir des données de référence en surveillant le pont le long de toute la durée de service. Pour cela l’optimisation est effectuée sur plusieurs intervalles de temps entre 0 et 60 ans pour uniquement un pont d’essai de 9.1m de longueur, afin de détecter la période la plus convenable pour la collection des données dans le cas de la surveillance au temps réel. Les paramètres obtenus sont ensuite injectés dans le modèle afin de vérifier leur validité à long terme.

5.7.2.1 – Modélisation

La déflexion au cours du temps est ainsi calculée, l’analyse est basée sur la déflexion au centre de la travée qui est normalement la plus critique. La distribution latérale de la charge du trafic est calculée à l’aide de la méthode analytique de Guyon-Massonnet et l’effet dynamique n’est pas pris en compte. A chaque pas de temps, une nouvelle configuration de véhicules est simulée selon le modèle de trafic décrit avant, une augmentation de 0.5 à 1% par an est accordée à chaque essieu dans le but de tenir compte de l’évolution du trafic. Le pas de temps de 25 heures est choisi ainsi pour optimiser le temps de calcul et pour couvrir toutes les valeurs possibles du flux horaire moyen.

La déflexion calculée par les deux méthodes est montrée par la Figure 5-4, l’écart entre les deux courbes au début peut être lié à l’effet du retrait qui n’est pas pris en compte dans la formulation de la méthode théorique.

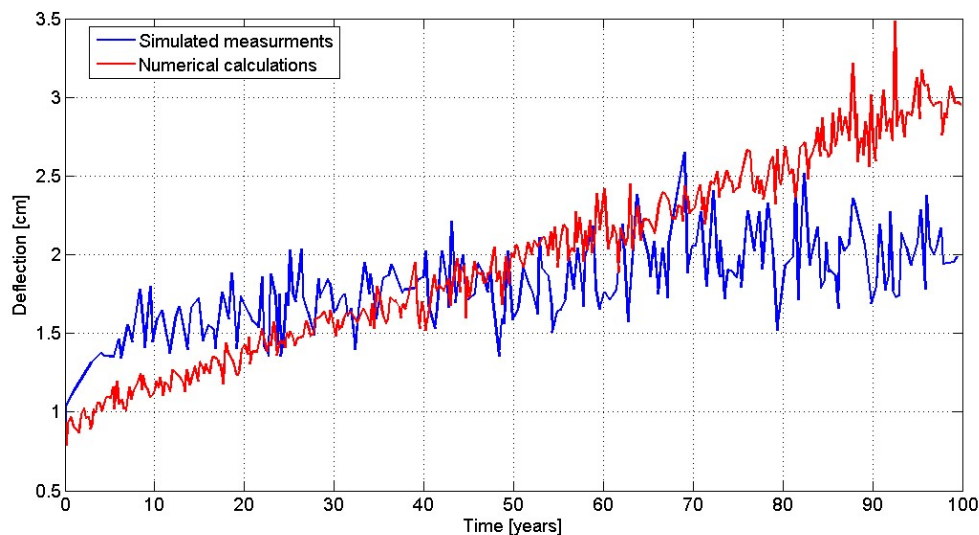


Figure 5-4 – Déflexion au cours du temps selon les mesures simulées et le modèle théorique

5.7.2.2 – Optimisation

Il est évident que le modèle empirique dans la méthode théorique, utilisé pour l’extrapolation de la dégradation de la rigidité flexionnelle pour une période de 100 ans conduit à surestimer la déflexion. Pour cela certains paramètres correspondants seront modifiés en utilisant l’optimisation génétique, dans le but de rapprocher la courbe théorique (en rouge) de la première courbe de référence (bleue). De cette façon le modèle de dégradation sera mis à jour selon les données de référence disponibles.

Les paramètres sélectionnés sont donnés dans le Tableau 5-1.

Tableau 5-1– Paramètres concernés par l’optimisation

Paramètre	Valeur initiale
p1	129 (Eq.5.2)
p2	17.8 (Eq.5.2)
p3	3 (Eq.5.2)
p4	3 (Eq.5.2)
p5	10.954 (Eq.5.4)

Les valeurs des paramètres optimisés pour les différents intervalles de temps sont données dans le Tableau 5-2.

Tableau 5-2– Résultats de l’optimisation pour différents intervalles de temps

Paramètre	[0:20]	[0:40]	[0:60]	[10:40]	[20:40]	[20:60]	[30:40]	[40:60]
p1	157.3756	165.6374	90.2170	153.3527	122.8907	101.5543	49.4495	47.6458
p2	46.8034	72.5572	55.8378	62.6120	47.2291	55.9111	58.6594	52.7688
p3	5	6	7.7226	8	10	11.3507	7.2863	11.6609
p4	14	18	9.8953	7	7	5.2465	6.7476	6.3052
p5	35.3362	39.4672	17.7073	10.4883	34.1026	33.3033	26.5217	16.9633

5.7.2.3– Discussion des résultats

Les meilleurs paramètres résultant de l’optimisation qui ont abouti au plus faible écart avec les mesures simulées sont donnés par le Tableau 5-2 pour différents intervalles de temps. Afin de tester leur précision, ils sont introduits dans le modèle et la déflexion est calculée jusqu’à 100 ans à l’aide du modèle actualisé. La réponse est ensuite comparée aux mesures simulées jusqu’à 100 ans.

Les résultats montrent que la période de 0 à 20 ans ne constitue pas une période de référence suffisante et conduit à une estimation irréaliste de la déflexion. La Figure 5-5 montre que les meilleurs paramètres résultant de l’optimisation basée sur cette période conduisent à un résultat très critique après extrapolation juste après 30 ans. Cela est dû au taux élevé d’augmentation de la déflexion pendant cette période causé par les effets du fluage et du retrait.

Parmi les intervalles de mesure choisis comme références pour l’optimisation (Tableau 5-2), le plus court qui assure la convergence après 100 ans est d’une période de 10 ans, précisément de 30 à 40 ans (Figure 5-6, Figure 5-7).

Pour l’optimisation basée sur les mesures le long de la période de 30 à 40 ans, le trajet de la convergence peut être remarqué à travers les lignes grises dans la Figure 5-6. Ainsi, on peut déduire de la Figure 5-7, après extrapolation de la déflexion en se basant sur les paramètres optimisés que ces derniers peuvent bien être adoptés pour ce pont. La réponse qui leur correspond de la déflexion statique reste convergente avec les mesures simulées même après 100 ans.

L’intervalle [30:40 ans] constitue une période raisonnable pour la surveillance du pont en temps réel vis-à-vis de sa durée de service.

Ces résultats devront être vérifiés pour plusieurs autres ponts représentatifs de dimensions variables.

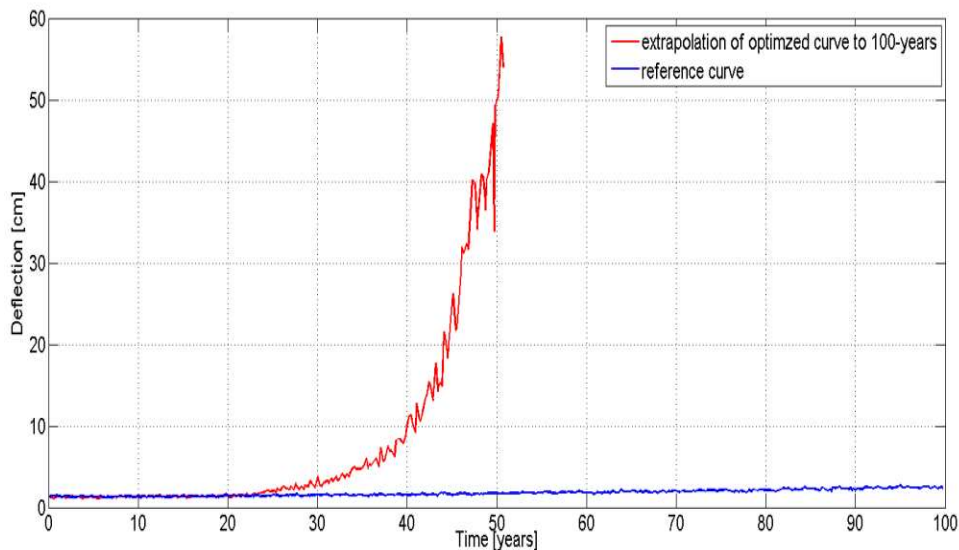


Figure 5-5– Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 0 à 20 ans

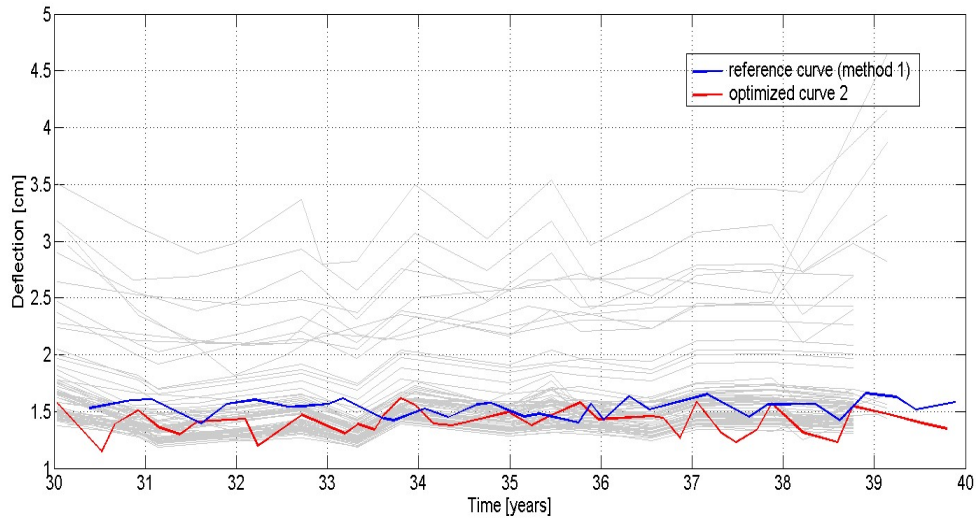


Figure 5-6– Courbe résultante de l’optimisation pour la période de 30 à 40 ans

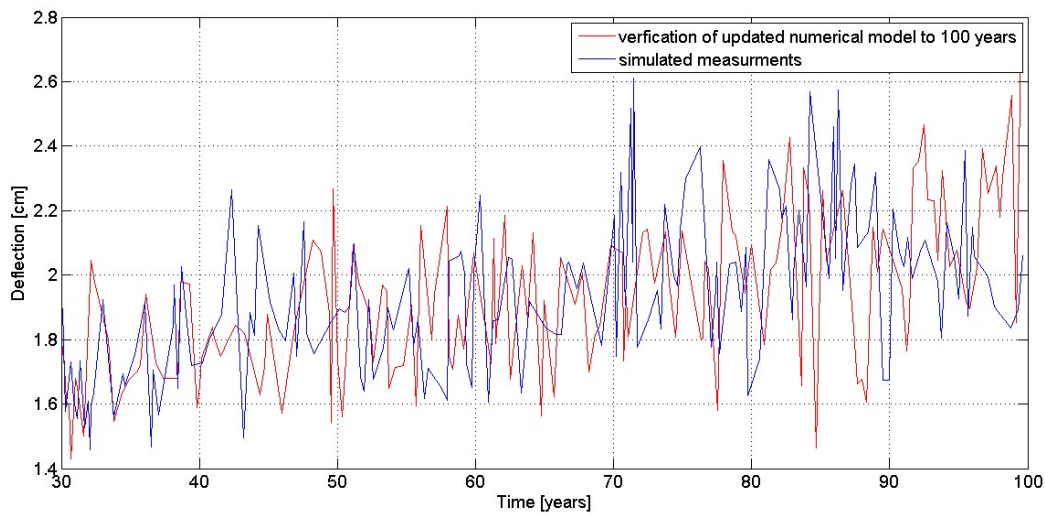


Figure 5-7– Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 30 à 40 ans

5.7.3 – Etude sur la famille des ponts

D’après l’étude préliminaire sur un seul pont, il paraît qu’une période de 10 ans est suffisante pour l’optimisation. Le même travail est donc effectué pour le groupe des ponts en béton armé. Notre but consiste à trouver le premier intervalle le long de la durée de service qui peut conduire à des résultats satisfaisants des paramètres estimés.

La déflexion est calculée pour l’ensemble des ponts en se basant sur la première méthode pour les intervalles de temps suivants: [0,20 ans]; [20,30 ans] et [30,40 ans]. L’optimisation est ensuite effectuée sur chaque intervalle de temps afin de faire rapprocher les sorties issues de la méthode théorique à celles des mesures simulées, adoptées comme référence.

Les meilleurs paramètres résultant de l’optimisation sont donc injectés dans le modèle théorique afin d’extrapoler la déflexion pour les années à venir le long la durée de service et vérifier leur validité.

5.7.3.1 – Résultats et discussions

- Période de référence de 0 à 20 ans :

En se basant sur les paramètres issus de l’optimisation sur la période de 0 à 20 ans, la déflexion après cette période est extrapolée pour tous les ponts (**Error! Reference source not found.**), dans cette dernière figure les courbes de référence sont tracées en gris. Il est évident que malgré que les courbes (courbes de référence et courbes optimisées) soient presque confondues le long de la période d’optimisation choisie, la convergence n’est pas toujours assurée au cours du temps. La déflexion est fortement surestimée dans 24% des cas, comme pour les ponts: L8w9.5G6, L16w9.5G4, L16w12.5G6, L20w9.5G4 et L20w9.5G5.

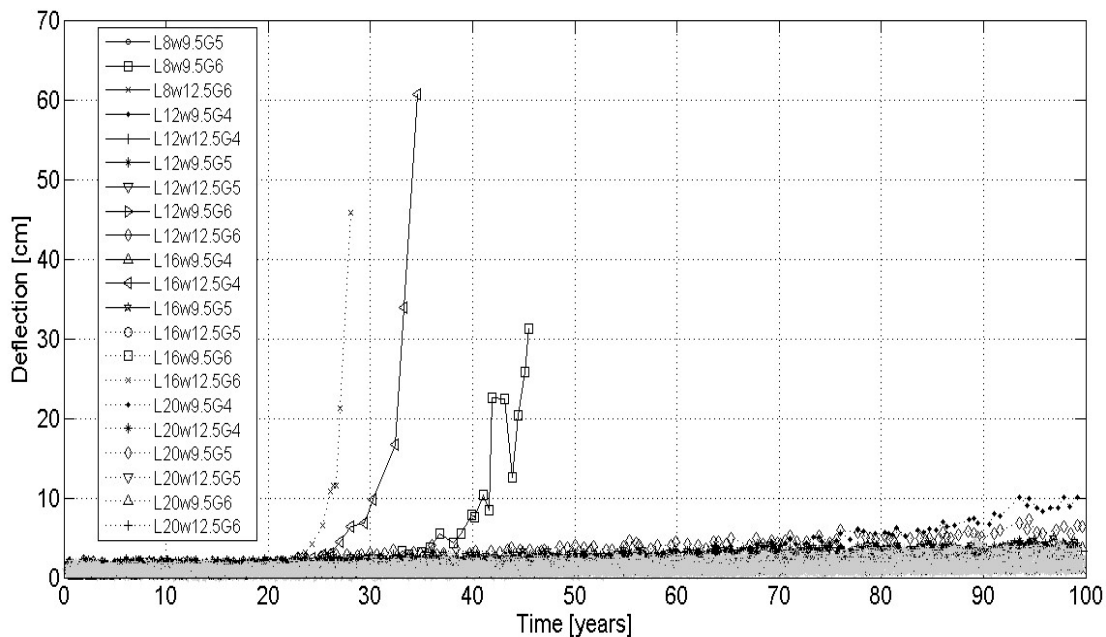


Figure 5-8 – Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 0 à 20 ans

La période de 0 à 20 ans ne peut donc servir comme référence pour l’optimisation. Dans le cas où des données réelles de référence sont disponibles uniquement pour cette période suite à l’enregistrement en temps réel, cela ne peut être suffisant pour garantir une estimation correcte du comportement du pont à long terme. Ceci peut être lié au taux d’augmentation élevé de la déflexion durant cette période suite aux effets du fluage et du retrait qui auront une influence sur les prédictions futures.

- Période de référence de 20 à 30 ans :

La suivante période considérée s’étend de 20 à 30 ans. Après simulation des mesures pour cet intervalle de temps, l’optimisation est effectuée afin de déduire les valeurs des paramètres à modifier dans le modèle de la méthode théorique.

La Figure 5-9 montre que la convergence des résultats durant la période de référence n’induit pas forcément une convergence à long terme. La déflexion basée sur les paramètres optimisés devient si critique avec le temps dans 10% des cas, précisément après 40 ans dans le cas du pont L12w9.5G6 et plus tard pour le pont L16w12.5G5.

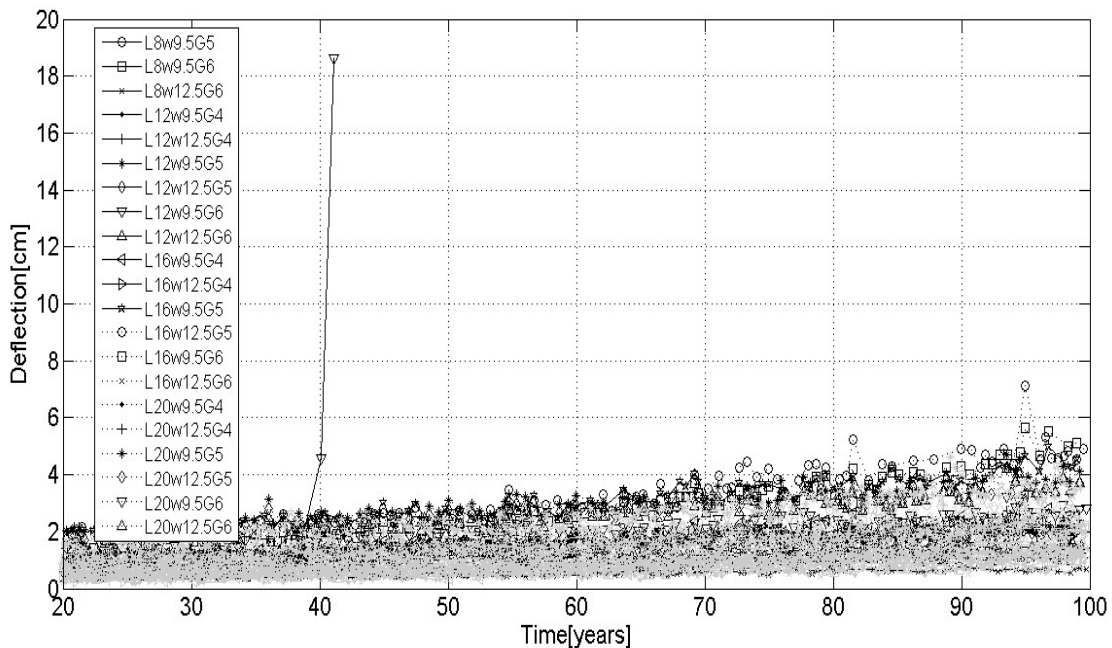


Figure 5-9 – *Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 20 à 30 ans*

- Période de référence de 30 à 40 ans :

Pour la période de 30 à 40 ans, l’optimisation est aussi effectuée en se basant sur les données de référence correspondant à cette période de temps. L’extrapolation de la déflexion pour tous les

ponts est donnée par la Figure 5-10. Il paraît que les courbes extrapolées (en noir) collent bien avec les courbes de référence (en gris). Ainsi les paramètres résultant de l’optimisation sur cette période n’aboutissent pas à surestimer la déflexion à long terme, ces paramètres sont donnés dans le Tableau 5-3. Ce tableau montre que chaque pont possède désormais ses valeurs appropriées des paramètres à optimiser. Cela peut être lié à la nature stochastique de l’algorithme d’optimisation d’une part, et aux simulations diversifiées des mesures de la déflexion d’autre part.

Chaque pont aura donc sa propre loi actualisée pour la rigidité flexionnelle, les paramètres correspondants sont donnés par le Tableau 5-3.

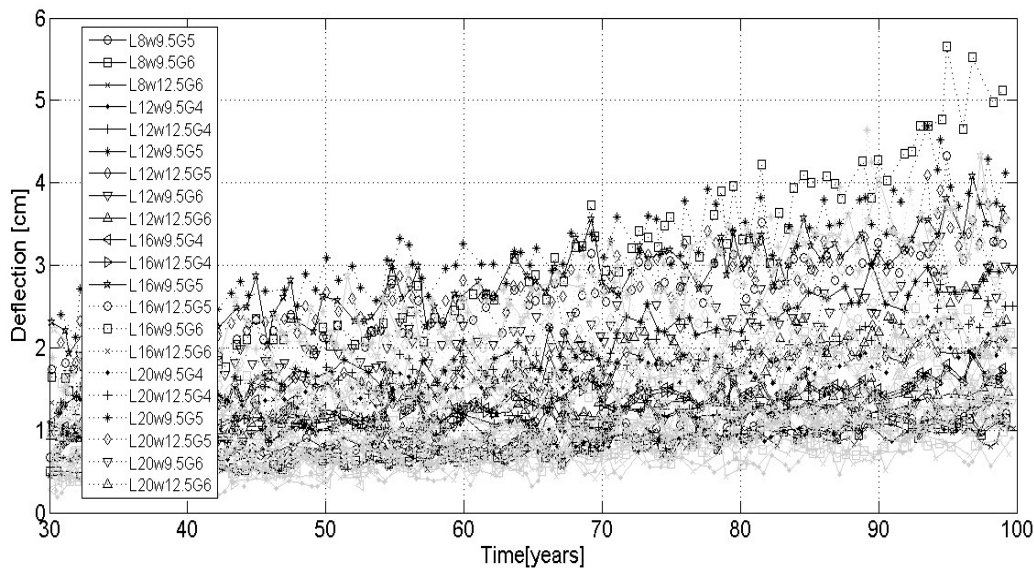


Figure 5-10 – Extrapolation de la déflexion jusqu’à 100 ans en se basant sur les paramètres résultant de l’optimisation sur la période de 30 à 40 ans

Tableau 5-3– Résultats de l’optimisation sur la période de 30 à 40 ans pour tous les ponts

Pont	p1	p2	p3	p4	p5
L8w9.5G5	77.4857	83.9192	19	17	26.6348
L8w9.5G6	63.8156	26.2566	7.4881	18.3307	26.8413
L8w12.5G6	73.7627	89.9786	18	13	34.388
L12w9.5G4	129.7964	98.1375	14	4	5.2463
L12w12.5G4	62.3827	21.5257	13	4	13.0499
L12w9.5G5	36.0565	48.8861	18	11	30.1639
L12w12.5G5	48.0085	64.1018	15	10.975	35.0101

L12w9.5G6	32.7018	76.9853	17	10	9.5467
L12w12.5G6	30.8972	75.0553	11.8154	5.9708	28.2213
L16w9.5G4	46.1059	94.9197	7	8	18.8298
L16w12.5G4	19.5045	73.6776	7	19	28.8546
L16w9.5G5	61.3637	59.2149	14	9	33.7814
L16w12.5G5	11.5964	50.5918	10	4	13.5356
L16w9.5G6	16.9425	70.7044	20	6	36.4994
L16w12.5G6	63.7332	83.6294	7.7658	10	30.2752
L20w9.5G4	32.7018	76.9853	17	10	9.5467
L20w12.5G4	14.1365	75.3214	17	7	21.4183
L20w9.5G5	25.242	69.1621	11	13	34.9788
L20w12.5G5	12.0409	10.767	13	13	15.2886
L20w9.5G6	17.5113	75.4144	19.0501	5.6823	25.6623
L20w12.5G6	34.5745	69.5747	15	7	14.0165

5.8 – CONCLUSIONS

L’étude présentée dans ce chapitre représente une première étape dans le développement d’une méthodologie simplifiée pour l’évaluation des ponts en béton armé, basée uniquement sur la déflexion statique. L’identification des paramètres afin d’actualiser la valeur de la rigidité même pour une structure non-endommagée est nécessaire pour une modélisation structurale plus précise. Etant donné que ce problème d’optimisation n’est pas faisable à l’aide des méthodes de gradient, l’algorithme génétique s’avère un outil efficace pour effectuer l’optimisation dans ce genre de problème. La méthode d’optimisation proposée assure la convergence de la fonction objective (la différence entre les mesures simulées et la réponse théorique) après un nombre de générations relativement faible, en dépit de la nature perturbée de la déflexion statique sous la charge de trafic.

L’objectif de cette étude était aussi de détecter la meilleure période de temps pour la collection des mesures dans le cas de la surveillance structurale. On a trouvé que la période la plus proche le long de la durée de service qui conduit à des résultats convergents pour tous les ponts est de 30 à 4 ans. En se basant sur les mesures simulées le long de cette période, les paramètres à actualiser dans la rigidité flexionnelle ont été estimés pour chaque pont selon les réponses qui lui

correspondent. Ainsi, les nouveaux paramètres dans la formule de la rigidité sont présentés pour tous les ponts.

Actuellement, la recherche se poursuit dans le but d’élargir le domaine d’application de la méthode proposée, en se focalisant sur les points suivants :

1. Considérer des modèles structurales plus complexes comme des travées continues, des ponts en béton précontraint,...
2. Considérer d’autres types de ponts comme les ponts en acier, les ponts mixtes ou les ponts caisson
3. Application de la méthode d’optimisation dans l’identification de l’endommagement local

CONCLUSIONS

Ce mémoire présente une contribution à l'évaluation des ponts routiers par une analyse fiabiliste, et avance aussi une méthodologie pour actualiser les lois existantes basée sur l'optimisation génétique. Une famille de 21 ponts routiers en béton armé représentatifs des ponts courants a servi pour l'application.

Les ponts ont été conçus en se basant sur l'équilibre de la section transversale d'une poutre soumise à la flexion simple sous la charge routière du convoi B_c défini dans le fascicule 61 du règlement français. Enfin les quantités d'acier tendu minimales nécessaires sont retenues, l'acier de compression n'a pas constitué une nécessité.

Pour parvenir à une évaluation adéquate de ces ponts routiers, une simulation des conditions de service s'avère nécessaire. Diverses conditions s'imposent dans le cas des ponts, certaines sont liées au chargement, d'autres à l'environnement. Le chargement est à caractère aléatoire en raison de la diversité des véhicules passants, d'autre part l'exposition de ce type d'ouvrage au milieu extérieur induit une influence considérable de l'environnement, dans le cas des ponts en béton armé ceci se manifeste par la corrosion des armatures suite à la pénétration des ions agressifs.

Ainsi, le trafic routier a été simulé en se basant sur des données réelles collectées en Europe sachant que les chargements standards proposés par les codes aboutissent à un conservatisme inutile voire coûteux en cas d'évaluation, contrairement au cas de conception où cela peut s'avérer nécessaire. Un modèle de pénétration des ions chlorures causant la réduction de la section des armatures par corrosion est également pris en compte.

L'étude fiabiliste a été menée sur l'ensemble des ponts en considérant l'état limite du moment fléchissant et celui de la déflexion. Les résultats sont évalués en comparant les indices de fiabilité calculés au cours du temps à un indice cible relatif à chaque état limite.

Une méthode servant à l'actualisation des modèles existants comme celui de la rigidité flexionnelle, est enfin proposée. Cette méthode est basée sur l'optimisation génétique, elle constitue une référence pour l'analyse des données provenant de la surveillance structurale en cas de leur disponibilité. Ceci permet d'impliquer les données issues de la surveillance dans l'amélioration du processus d'évaluation que ce soit par analyse fiabiliste ou autres.

Les principales conclusions retenues sont les suivantes :

- 1) La simulation du trafic routier a donné une dimension réaliste au problème d'évaluation, cela a conduit à une estimation plus raisonnable des indices de fiabilité. Ces derniers auraient été largement inférieurs si le chargement standard de conception avait été adopté. Comme les indices de fiabilité sont liés à la probabilité de défaillance, leur sous-estimation implique des dépenses excessives dans le cadre de maintenance, c'est là où réside l'intérêt du modèle adopté évitant ainsi la sous-estimation.
- 2) Une méthode basée sur l'optimisation a été proposée pour compenser le manque dans les données de pesage en marche des véhicules, surtout au niveau des distributions des poids totaux sur les essieux. Cette méthode a prouvé son efficacité dans le calcul d'un grand nombre de paramètres en partant d'une faible base de données, elle a abouti à un faible écart avec les résultats voulus. (*Chapitre 2*)
- 3) Pour prendre en compte l'effet du temps sur le béton, les phénomènes de fluage et de retrait sont inclus dans l'analyse. Normalement le fluage évolue en fonction du temps sous charge stationnaire. Ce phénomène devient difficile à quantifier dans le cas du chargement variable ou cyclique, son effet se manifeste principalement dans l'augmentation de la déflexion qui, dans notre cas, est déduite de la courbure dont celle due au fluage. Ce problème a été dépassé en proposant un modèle simplifié pour le calcul de cette courbure tout en cumulant celles résultantes de la valeur moyenne des sollicitations cycliques. Cette valeur moyenne est calculée sur une période régulière en adoptant un pas de temps d'une année. (*Chapitre 4*)
- 4) Le moment fléchissant pour le calcul à l'état limite ultime a été déduit de la courbure totale y compris celles liées au fluage et au retrait. Dans le cas de l'état limite de service, la déflexion a été également calculée en se basant sur la courbure. Cependant, même en partant des mêmes conditions de calcul, la fiabilité de l'ouvrage peut varier significativement d'un état limite à un autre. Par exemple, un pont peut se montrer fiable à l'état limite du moment fléchissant et bien en dessous du seuil de fiabilité à l'état limite de la déflexion. Les grandes déflexions ne sont pas forcément un signe d'une déficience structurale.
- 5) Il s'est avéré que le fluage et le retrait ont une influence majeure sur la fiabilité des ouvrages en béton armé surtout durant les premières années de service. Leurs effets peuvent varier d'un pont à l'autre dans le même état limite et d'un état limite à l'autre pour le même pont. Cependant, ils sont rarement pris en compte dans la littérature en ce qui concerne les analyses fiabilistes au cours du temps des ponts en béton armé.

- 6) L'émergence des méthodes de surveillance de santé structurale (*SHM*) constitue un avantage pour une évaluation plus poussée des ponts routiers. Dans le cinquième chapitre, une méthode a été proposée pouvant servir pour l'analyse des données issues de la surveillance. Cette méthode basée sur l'optimisation génétique permet d'actualiser les lois existantes, par exemple l'évolution de la rigidité flexionnelle avec le temps. L'efficacité de cette méthode réside dans sa convergence assurée malgré l'aspect chaotique des données à optimiser. On est tout de même parvenu à identifier la période la plus convenable pour effectuer les enregistrements qui s'étend de 30 à 40 ans. Dans ce travail on a considéré la rigidité globale dans le processus d'optimisation, cette méthode peut servir également à l'actualisation des rigidités locales et par suite de détecter l'endommagement local, ceci fait l'objet d'un travail toujours en cours.

CONCLUSIONS

BIBLIOGRAPHIE

- [1] “2013 Report Card For America’s Infrastructure,” ASCE, Mar. 2013.
- [2] L. Yuefei, L. Dagang, and F. Xueping, “Reliability updating and prediction of bridge structures based on proof loads and monitored data,” *Constr. Build. Mater.*, vol. 66, pp. 795–804, Sep. 2014.
- [3] C. Cremona, “Analyse de la performance des ouvrages existants : vers une approche basée sur la notion de cycle de vie.” NuPEER, 2005.
- [4] “Eurocodes structuraux – Bases de calcul des structures.” AFNOR, 2003.
- [5] W. Piasta, J. Marczevska, and M. Jaworska, “Some aspects and mechanisms of sulphate attack,” *Struct. Environ.*, vol. 6, no. 3, pp. 19–24, 2014.
- [6] S. W. Tang, Y. Yao, C. Andrade, and Z. J. Li, “Recent durability studies on concrete structure,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 78, pp. 143–154, Dec. 2015.
- [7] B. Fournier and M.-A. Bérubé, “Alkali-aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications,” *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 27, no. 2, pp. 167–191, 2000.
- [8] N. Petrov and A. Tagnit-Hamou, “Approche Holistique de la Formation Différée de l’Ettringite,” *Univ. Sherbrooke Quebec Can.*, 2006.
- [9] A. Neville, “Chloride attack of reinforced concrete: an overview,” *Mater. Struct.*, 1995.
- [10] B. J. Pease, A. Michel, A. E. A. Thybo, and H. Stang, “Estimation of elastic modulus of reinforcement corrosion products using inverse analysis of digital image correlation measurements for input in corrosion-induced cracking model,” presented at the 6th Int. Conf on Bridge maintenance, safety and management (IAMBAS), Lake Como, Italy, 2012.
- [11] B. Barr, S. B. Hoseinian, and M. A. Beygi, “Shrinkage of concrete stored in natural environments,” *Cem. Concr. Compos.*, vol. 25, no. 1, pp. 19–29, 2003.
- [12] P. Havlásek and M. Jirásek, “Multiscale modeling of drying shrinkage and creep of concrete,” *Cem. Concr. Res.*, vol. 85, pp. 55–74, Jul. 2016.

- [13] J. J. Scheff and R. H. Chen, "Bridge Decks Inspection Using Chain Drag and Ground Penetrating Radar," in *Condition Monitoring of Materials and Structures*, 2000, pp. 164–178.
- [14] E. J. O'Brien, A. Znidaric, K. C. Brady, A. González, and A. O'Connor, "Procedures for the assessment of highway structures," 2005.
- [15] S. Kashif Ur Rehman, Z. Ibrahim, S. A. Memon, and M. Jameel, "Nondestructive test methods for concrete bridges: A review," *Constr. Build. Mater.*, vol. 107, pp. 58–86, Mar. 2016.
- [16] J. Wang, Z. Shi, and M. Nakano, "Strength degradation analysis of an aging RC girder bridge using FE crack analysis and simple capacity-evaluation equations," *Eng. Fract. Mech.*, vol. 108, pp. 209–221, Aug. 2013.
- [17] M. P. Enright and D. M. Frangopol, "Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion," *Eng. Struct.*, vol. 20, no. 11, pp. 960–971, 1998.
- [18] M. P. Enright and D. M. Frangopol, "Reliability-based condition assessment of deteriorating concrete bridges considering load redistribution," *Struct. Saf.*, vol. 21, no. 2, pp. 159–195, 1999.
- [19] M. Sýkora, M. Holický, and J. Marková, "Verification of existing reinforced concrete bridges using the semi-probabilistic approach," *Eng. Struct.*, vol. 56, pp. 1419–1426, Nov. 2013.
- [20] R. de Cassia Silva, "Contribution to the probabilistic analysis of reinforced concrete bridge performance," Ecole des Ponts ParisTech, 2004.
- [21] B. Enright and E. J. O'Brien, "Monte Carlo simulation of extreme traffic loading on short and medium span bridges," *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. 9, no. 12, pp. 1267–1282, Dec. 2013.
- [22] E. J. O'Brien, C. C. Caprani, and G. J. O'Connell, "Bridge assessment loading: a comparison of West and Central/East Europe," *Bridge Struct.*, vol. 2, no. 1, pp. 25–33, Mar. 2006.
- [23] M. Treacy and E. Brühwiler, "Fatigue loading estimation for road bridges using long term WIM monitoring," presented at the Advances in Safety, Reliability and Risk Management, London, 2011, pp. 1870–1875.
- [24] E. J. OBrien, B. Enright, and A. Getachew, "Importance of the Tail in Truck Weight Modeling for Bridge Assessment," *J. Bridge Eng.*, vol. 15, no. 2, pp. 210–213, Mar. 2010.

- [25] A. O'Connor and E. J. O'Brien, "Traffic load modelling and factors influencing the accuracy of predicted extremes," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 32, no. 1, pp. 270–278, Feb. 2005.
- [26] B. Simon F. and B. Rolf, "Site specific probability distribution of extreme traffic action effects," *Probabilistic Eng. Mech.*, vol. 14, pp. 19–26, 1999.
- [27] Centre de recherche: ICOM EPF-Lausanne, Thierry Meystre, Manfred A. Hirt, and Office fédéral des routes OFROU, "Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé," Berne, 2006.
- [28] C. C. Caprani, E. J. O'Brien, and G. J. McLachlan, "Characteristic traffic load effects from a mixture of loading events on short to medium span bridges," *Struct. Saf.*, vol. 30, no. 5, pp. 394–404, Sep. 2008.
- [29] B. Enright, "Simulation of traffic loading on highway bridges," Dublin Institute of Technology, 2010.
- [30] T. J. Miao and T. H. Chan, "Bridge live load models from WIM data," *Eng. Struct.*, vol. 24, no. 8, pp. 1071–1084, 2002.
- [31] D. J. Harman and A. G. Davenport, "A statistical approach to traffic loading on highway bridges," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 6, no. 4, pp. 494–513, 1979.
- [32] S. A. J. GRAVE, E. J. O'Brien, and A. . O'Connor, "The determination of site-specific imposed traffic loadings on existing bridges," *Bridge Manag. 4M J Ryall G R Parke J E Harding Eds Thomas Telford Lond.*, pp. 422–9, 2000.
- [33] S. F. Bailey, "Basic principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges," EPFL, 1996.
- [34] "Eurocode 2. Calcul des structures en béton. Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments." AFNOR, 2006.
- [35] "Eurocode 1 – Actions sur les structures – Partie 1-1 : Actions générales. Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments." AFNOR, 2003.
- [36] "FASCICULE 61 conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art titre II. - programmes de charges et épreuves des ponts-routes." .
- [37] C. J.A, "Calcul pratique des dalles minces," Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1991.
- [38] M. M.Ch., "Compléments à la Méthode de Calcul des Ponts à Poutres Multiples." *Annales de l'ITBTP*, N169, Jan1962, page1-36.

- [39] S. S. Bhamare, O. P. Yadav, and A. Rathore, “Evolution of reliability engineering discipline over the last six decades: a comprehensive review,” *Int. J. Reliab. Saf.*, vol. 1, no. 4, p. 377, 2007.
- [40] A. S. Nowak and M. M. Szerszen, “Structural reliability as applied to highway bridges,” *Prog. Struct. Eng. Mater.*, vol. 2, no. 2, pp. 218–224, 2000.
- [41] M. G. Stewart and D. V. Rosowsky, “Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks,” *Struct. Saf.*, vol. 20, no. 1, pp. 91–109, 1998.
- [42] L. Saad, A. Aissani, A. Chateaufneuf, and W. Raphael, “Reliability-based optimization of direct and indirect LCC of RC bridge elements under coupled fatigue-corrosion deterioration processes,” *Eng. Fail. Anal.*, vol. 59, pp. 570–587, Jan. 2016.
- [43] P. Thoft-Christensen and C. R. Middleton, “Reliability Assessment of Concrete Bridges,” Dept. of Building Technology and Structural Engineering, 1997.
- [44] D. V. Val, M. G. Stewart, and R. E. Melchers, “Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges,” *Eng. Struct.*, vol. 20, no. 11, pp. 1010–1019, 1998.
- [45] H. Xie, Y. Wang, and R. Zou, “Reliability analysis of RC T-beam highway bridges in China based on a virtual bridge dataset,” *Eng. Struct.*, vol. 104, pp. 133–140, Dec. 2015.
- [46] Palle Thoft-Christensen and Michael J. Baker, *structural reliability theory and its applications*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1982.
- [47] M. Broniatowski and K. G. Hermann, “Méthodes Form et Sorm,” 2014.
- [48] H. W. Xia, Y. Q. Ni, K. Y. Wong, and J. M. Ko, “Reliability-based condition assessment of in-service bridges using mixture distribution models,” *Comput. Struct.*, vol. 106–107, pp. 204–213, Sep. 2012.
- [49] Sétra, “Théorie de la fiabilité: Application à l’évaluation structurale des ouvrages d’art,” Sétra, février 2012.
- [50] P. Liu, H. Lin, and A. Der Kiureghian, “CalREL user manual,” Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1989.
- [51] E. Kostandyan and J. SØRENSEN, “Dependent Systems Reliability Estimation by Structural Reliability Approach,” *Int. J. Perform. Eng.*, vol. 10, no. 6, pp. 605–614, 2014.
- [52] D. M. Frangopol and K. Imai, “Geometrically nonlinear finite element reliability analysis of structural systems. II: applications,” *Comput. Struct.*, vol. 77, no. 6, pp. 693–709, 2000.
- [53] K. Imai and D. M. Frangopol, “Geometrically nonlinear finite element reliability analysis of structural systems. I: theory,” *Comput. Struct.*, vol. 77, no. 6, pp. 677–691, Aug. 2000.

- [54] K. Bezih, A. Chateauneuf, M. Kalla, and C. Bacconnet, "Effect of soil–structure interaction on the reliability of reinforced concrete bridges," *Ain Shams Eng. J.*, vol. 6, no. 3, pp. 755–766, Sep. 2015.
- [55] F. Necati Catbasa, M. Susoy, and D. M. Frangopol, "Structural health monitoring and reliability estimation: Long span truss bridge application with environmental monitoring data," *Eng. Struct.*, pp. 2347–2359, Mar. 2008.
- [56] E. Bastidas-Arteaga, P. Bressolette, A. Chateauneuf, and M. Sánchez-Silva, "Probabilistic lifetime assessment of RC structures under coupled corrosion–fatigue deterioration processes," *Struct. Saf.*, vol. 31, no. 1, pp. 84–96, Jan. 2009.
- [57] K. Kwon and D. M. Frangopol, "Bridge fatigue reliability assessment using probability density functions of equivalent stress range based on field monitoring data," *Int. J. Fatigue*, vol. 32, no. 8, pp. 1221–1232, Aug. 2010.
- [58] T. Guo, R. Sause, D. M. Frangopol, and A. Li, "Time-dependent reliability of PSC box-girder bridge considering creep, shrinkage, and corrosion," *J. Bridge Eng.*, vol. 16, no. 1, pp. 29–43, 2010.
- [59] T. Guo, D. M. Frangopol, and Y. Chen, "Fatigue reliability assessment of steel bridge details integrating weigh-in-motion data and probabilistic finite element analysis," *Comput. Struct.*, vol. 112–113, pp. 245–257, Dec. 2012.
- [60] D. Bigaud and O. Ali, "Time-variant flexural reliability of RC beams with externally bonded CFRP under combined fatigue-corrosion actions," *Reliab. Eng. Syst. Saf.*, vol. 131, pp. 257–270, Nov. 2014.
- [61] D. Hajjalizadeh, M. G. Stewart, B. Enright, and E. OBrien, "Spatial time-dependent reliability analysis of reinforced concrete slab bridges subject to realistic traffic loading," *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. 12, no. 9, pp. 1137–1152, Sep. 2016.
- [62] B. Tu, Z. Fang, Y. Dong, and D. M. Frangopol, "Time-variant reliability analysis of widened deteriorating prestressed concrete bridges considering shrinkage and creep," *Eng. Struct.*, vol. 153, pp. 1–16, Dec. 2017.
- [63] D. K. Harris, "Assessment of flexural lateral load distribution methodologies for stringer bridges," *Eng. Struct.*, vol. 32, no. 11, pp. 3443–3451, Nov. 2010.
- [64] Vic Nechvoglod and Frank Rapattoni, "Live Load Deflection Limits for Australian Road Bridges," presented at the Austroads Bridge Conference, 4th, 2000, Adelaide, South Australia, pp. 105–19.
- [65] E. H. Khor, D. V. Rosowsky, and M. G. Stewart, "Probabilistic analysis of time-dependent deflections of RC flexural members," *Comput. Struct.*, vol. 79, no. 16, pp. 1461–1472, Jun. 2001.

- [66] P. H. Bischoff, "Deflection calculation of FRP reinforced concrete beams based on modifications to the existing Branson equation," *J. Compos. Constr.*, vol. 11, no. 1, pp. 4–14, 2007.
- [67] "CEB-FIP MODEL CODE 1990." Thomas Telford, 1993.
- [68] R. I. Gilbert, "Time-dependent Stiffness of Cracked Reinforced and Composite Concrete Slabs," *Procedia Eng.*, vol. 57, pp. 19–34, 2013.
- [69] P. X. . Zou, "Predicting the long-term behavior of concrete beams pretensioned by fiber reinforced polymers - Part A: a theoretical framework," in *proceedings of the second international conference on FRP composites in civil engineering*.
- [70] P. Thoft-Christensen, F. M. Jensen, C. R. Middleton, and A. Blackmore, "Assessment of the reliability of concrete slab bridges," Dept. of Building Technology and Structural Engineering, 1996.
- [71] Y. Ma, J. Zhang, L. Wang, and Y. Liu, "Probabilistic prediction with Bayesian updating for strength degradation of RC bridge beams," *Struct. Saf.*, vol. 44, pp. 102–109, Sep. 2013.
- [72] H. Sohn, C. R. Farrar, F. Hemez, and J. Czarnecki, "A Review of Structural Health Monitoring Literature 1996 – 2001," LA-13976-MS, Jan. 2004.
- [73] R. Perera, C. Huerta, and J. M. Orqui'n, "Identification of damage in RC beams using indexes based on local modal stiffness," *Constr. Build. Mater.*, vol. 22, no. 8, pp. 1656–1667, Aug. 2008.
- [74] Z. Sun, Z. Zou, and Y. Zhang, "Utilization of structural health monitoring in long-span bridges: Case studies," *Struct. Control Health Monit.*, vol. 24, no. 10, p. e1979, Oct. 2017.
- [75] D. V. Jáuregui, K. R. White, C. B. Woodward, and K. R. Leitch, "Noncontact photogrammetric measurement of vertical bridge deflection," *J. Bridge Eng.*, vol. 8, no. 4, pp. 212–222, 2003.
- [76] R. Jiang and D. V. Jauregui, "Development of a digital close-range photogrammetric bridge deflection measurement system," *Measurement*, vol. 43, no. 10, pp. 1431–1438, Dec. 2010.
- [77] Hou Xingmin, Yang Xueshan, and Huang Qiao, "Using Inclinometers to Measure Bridge Deflection," *J. Bridge Eng.*, vol. 10, no. 5, pp. 564–569, Sep. 2005.
- [78] S. Yoneyama, A. Kitagawa, S. Iwata, K. Tani, and H. Kikuta, "Bridge deflection measurement using digital image correlation," *Exp. Tech.*, vol. 31, no. 1, pp. 34–40, 2007.

- [79] S. Yoneyama and H. Ueda, "Bridge deflection measurement using digital image correlation with camera movement correction," *Mater. Trans.*, vol. 53, no. 2, pp. 285–290, 2012.
- [80] K. Helmi, T. Taylor, A. Zarafshan, and F. Ansari, "Reference free method for real time monitoring of bridge deflections," *Eng. Struct.*, vol. 103, pp. 116–124, Nov. 2015.
- [81] N. Raziq and P. Collier, "GPS deflection monitoring of the West Gate Bridge," *J. Appl. Geod.*, vol. 1, no. 1, Jan. 2007.
- [82] M. Figurski, M. Gałuszkiewicz, and M. Wrona, "A Bridge Deflection Monitoring with GPS," *Artif. Satell.*, vol. 42, no. 4, Jan. 2007.
- [83] M. Aghagholizadeh and F. N. Catbas, "A Review of Model Updating Methods for Civil Infrastructure Systems," in *Computational Techniques for Civil and Structural Engineering*, J. Kruijs, Y. Tsompanakis, and B. H. V. Topping, Eds. Stirlingshire, UK: Saxe-Coburg Publications, 2015, pp. 83–99.
- [84] A. Teughels and G. De Roeck, "Damage Detection and Parameter Identification by Finite Element Model Updating," *Arch Comput Meth Engng*, vol. 12, no. (2), pp. 123–164, 2005.
- [85] K.-V. Yuen, J. L. Beck, and L. S. Katafygiotis, "Unified Probabilistic Approach for Model Updating and Damage Detection," *J. Appl. Mech.*, vol. 73, no. 4, p. 555, 2006.
- [86] P. Hajela and F. Soeiro, "Structural damage detection based on static and modal analysis," 1989.
- [87] M. Sanayei and S. Scampoli, "Structural element stiffness identification from static test data," *J Eng Mech*, vol. 117(5), pp. 1021–1036, 1991.
- [88] R.-N. Y., R. B., B. O., and S. I. F. C., "Model Identification of Bridges Using Measurement Data," *Comput.-Aided Civ. Infrastruct. Eng.*, vol. 20, pp. 118–131, 2005.
- [89] N. Catbas, H. B. Gokce, and D. M. Frangopol, "Predictive Analysis by Incorporating Uncertainty through a Family of Models Calibrated with Structural Health-Monitoring Data," *J. Eng. Mech.*, vol. 139, no. 6, pp. 712–723, Jun. 2013.
- [90] R. M. Lewis, V. Torczon, and M. W. Trosset, "Direct search methods: Then and now," *J. Comput. Appl. Math.*, vol. 124, pp. 191–207, 2000.
- [91] John H. Holland, *Adaptation in Natural and Artificial Systems*. University of Michigan Press, 1975.
- [92] G. R. Liu, W. B. Ma, and X. Han, "An inverse procedure for determination of material constants of composite laminates using elastic waves," *Comput Methods Appl Mech Engrg*, vol. 191, pp. 3543–3554, 2002.

- [93] J. Vishnuvardhan, C. V. Krishnamurthy, and K. Balasubramaniam, “Genetic algorithm based reconstruction of the elastic moduli of orthotropic plates using an ultrasonic guided wave single transmitter-multiple-receiver SHM array,” *Smart Mater Struct*, vol. 16, pp. 1639–1650, 2007.
- [94] concrete bridge development group, “History of Concrete Bridges.”. Available: <http://www.cbdg.org.uk/intro2.asp>.
- [95] “2017 Infrastructure Report Card,” ASCE.
- [96] M.K.Hurd, “Economical short span concrete bridges,” 1985.
- [97] R. I. Gilbert, “Shrinkage, Cracking and Deflection the Serviceability of Concrete Structures,” *Procedia Eng.*, vol. 1, Jan. 2001.
- [98] V. Levtchitch, “Performance of reinforced concrete beams under seismic and cyclic loadings,” 2000.
- [99] P. Balaguru and S. P. Shah, “A Method of Predicting Crack Widths and Deflections for Fatigue Loading,” *Spec. Publ.*, vol. 75, pp. 153–176, Sep. 1982.